



Projeto de uma Ponte Atirantada Rodoferroviária sobre o rio Lima, Viana do Castelo

DIOGO DE OLIVEIRA VINHAS GODINHO

Outubro de 2014



Projeto de uma Ponte Atirantada Rodoferroviária sobre o Rio Lima, Viana do Castelo

Diogo de Oliveira Vinhas Godinho

Projeto de Mestrado em Engenharia Civil, na especialidade
de Estruturas, apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto
para obtenção do grau de Mestre

Orientador: Prof. José Carlos de Almeida Gouveia Lello

Coorientador: Prof. Doutor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz

Outubro, 2014

Aos meus pais

“O sucesso consiste em ir de fracasso em fracasso sem perder o entusiasmo.”

Sir Winston Churchill

AGRADECIMENTOS

Gostaria de deixar expresso o meu sincero e profundo agradecimento a todas as pessoas que ajudaram a contribuir à realização deste trabalho, nomeadamente:

- Ao Professor José Carlos de Almeida Gouveia Lello, quero manifestar um agradecimento especial pela oportunidade que me deu para desenvolver este tema bastante difícil, como também encarou a elaboração deste trabalho. Ficarei sempre muito grato pela sua amabilidade e pela permanente disponibilidade com que sempre me recebeu em qualquer altura.
- Ao professor Miguel Ângelo Carvalho Ferraz, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, também quero agradecer pela constante gentileza, disposição demonstrada, esclarecimentos de dúvidas, pelas observações colocadas e comentários inteligentes no decorrer do trabalho.
- Aos meus amigos que me ajudaram e acompanharam neste trabalho, e ao longo do curso, que sempre vou-me lembrar, são: o Cláudio Nascimento, Filipa Coelho, João Soares, Fábio Pereira, Tiago Martins, Leonel Medas, Hélder Pinto, Wagner Furtado, Hélder Rocha, Luís Ribeiro, André Silva, Ricardo Almeida.
- Ao meu colega de curso e amigo Nuno Moreira, pelos conselhos, troca de informação e pelas longas horas de conversa sobre tema que se revelaram de extrema utilidade.
- Ao meu primo João Marinheiro, pela facultação de bibliografia de pontes relevantes e importantes para a concretização deste trabalho.
- À Ana pelo carinho, apoio expressado e demonstrado ao longo da elaboração deste trabalho. Reconheço profundamente o sacrifício e compreensão nos momentos mais difíceis e de nervosismo e dos momentos em que não estive presente.
- Há minha irmã Gisela, ao meu cunhado Humberto, à minha sobrinha Mafalda, o carinho e a ajuda em muitas vertentes que me demonstraram ao longo deste percurso.
- Aos meus pais, quero expressar o meu profundo e sincero reconhecimento, pelo apoio e carinho demonstrado ao longo da minha vida e da minha educação. Sem vós nunca poderia alcançar este objetivo na minha vida. Peço desculpa se em algum momento agi de maneira incorreta para com vocês ao longo deste tempo. Agradeço-vos pela

oportunidade dada e pelo sacrifício realizado ao longo destes anos em prol da minha educação em tempos tão difíceis como o presente.

RESUMO

Trabalho académico com o objetivo do autor desenvolver um estudo prévio e um projeto de uma travessia sobre o rio Lima, na cidade de Viana do Castelo constituída por uma ponte de tirantes rodoferroviária. O projeto académico visa, também, desenvolver e compreender: os conceitos básicos, as metodologias de conceção, e o funcionamento de estruturas desse género. O motivo principal da escolha do tema é a necessidade de uma alternativa à ponte Eiffel em Viana do Castelo, e juntando o facto de em Portugal não existir nenhuma obra de arte de tirantes rodoferroviária até ao presente, seria interessante estudar e projetar uma estrutura rodoferroviária de tirantes.

Das diversas possibilidades de sistemas estruturais estudados, adotou-se uma ponte que acomodará 4 vias rodoviárias e 2 vias ferroviárias, com um desenvolvimento total de 660 metros, constituída por dois vãos laterais com 165 metros cada um, e com um vão central de 330 metros. A obra de arte será em semi-leque com dois planos de tirantes, ancorados a duas torres de betão em Y invertido de altura aproximadamente de 110 metros. O tabuleiro será duplo misto aço-betão, constituído por duas vigas trianguladas do tipo Warren, e por carlingas, afastadas entre si de 15 metros com secções tubulares metálicas de espessura variável. As carlingas ao nível superior suportam a laje de betão, que constitui a rodovia, e inferiormente, suportam outra laje de betão para a parte ferroviária.

O trabalho inicia-se com o enquadramento conceptual geral da envolvente da obra de arte, seguidamente com apresentação da evolução histórica ao longo do tempo das pontes de tirantes, e à apresentação de algumas pontes rodoferroviárias de tirantes.

É realizada uma análise preliminar, onde se estudam as restrições, as condicionantes, o local de implantação, e o sistema da configuração geométrica a adotar na conceção estrutural. São descritos todos os tipos de materiais, equipamentos a utilizar, bem como as suas características mecânicas necessárias para o cálculo estrutural.

A quantificação das ações e das combinações de cálculo efetuaram-se de acordo com as normas em vigor nacionais e europeias, designadamente os Eurocódigos das várias especialidades e o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes. Efetuou-se um pré-dimensionamento e uma otimização de vários sistemas estruturais

possíveis de todos os elementos estruturais, tendo em conta variáveis de estudo como a economia e a resistência estrutural das secções, por forma a chegar à solução final.

A estrutura foi discretizada e analisada num modelo estático tridimensional num programa de cálculo automático. A análise de resultados foi efetuada longitudinalmente para a verificação dos Estados Limites Últimos e Estados Limites de Utilização dos elementos estruturais que constituem a ponte. Foi ainda efetuada uma estimativa orçamental da ponte no rio Lima na cidade de Viana do Castelo.

Palavras-Chave: Ponte de Tirantes, Ponte Rodoferroviária, Estruturas Metálicas, Estruturas Mistas Aço-Betão, Treliça Warren, Rio Lima, Viana do Castelo.

ABSTRACT

Academic work whose author's aim is to develop a previous study of a project of a cable-stayed bridge across Lima River, in Viana do Castelo. The academic project target is to develop and understand the basic concepts, the methodology of conception and the behavior of structures of that kind. The main motive of the theme's choice is the necessity of an alternative to Eiffel Bridge in Viana do Castelo. Moreover there isn't in Portugal any cable-stayed road-railway bridge yet. Thus it would be interesting to study and project such a structure.

From the diversity of structural systems studied, it was adopted a 4 road lane and 2 railway lane bridge, with a 660 meters development with two back spans of 165 meters each and a central span of 330 meters. The structure will be in a semi-fan system with two inclined cable planes anchored to two concrete towers in an inverted Y, which will be approximately 110 meters high. The deck will be a double steel-concrete composite structure, made of two Warren truss beams and cross beams 15 meters apart from each one with metal tubular sections of variable thickness. The level cross beams will bear the weight of the concrete slab, which constitutes the road, and below will bear another concrete slab for the railway.

The work begins with the general conceptual framing of the work of art, followed by the presentation of the historic evolution of cable-stayed bridges. Some cable-stayed bridges are also presented.

A preliminary analysis is done, where the restrictions, conditioning, place of implantation and the geometric configuration system to adopt in the structural conception are studied. All types of materials are described as well as equipment's and mechanic features needed for structural design.

The quantification of the actions and the design combinations were done according to the national and European standards, namely the Eurocodes of the various specialties and Safety Regulations and Actions for Bridges and Building Structures. A preliminary design and optimization of several possible structural systems of all structural elements was done, taking into account variables of study such as economy and the structural resistance of the sections, aiming at a final solution.

The structure was discretized and analyzed in a tridimensional automatic calculation program. The analyses of results was done in longitudinal direction to verify Ultimate Limits State and Service Limits State of structural elements of a bridge. A budget was estimated of the bridge across Lima River in Viana do Castelo.

Keywords: Cable-Stayed Bridge, Road-Railway Bridge, Steel Structures, Steel-Concrete Composite Structure, Warren truss, Lima River, Viana do Castelo.

ÍNDICE DE TEXTO

AGRADECIMENTOS	III
RESUMO	V
ABSTRACT	VII
ÍNDICE DE TEXTO.....	XI
ÍNDICE DE FIGURAS	XIX
ÍNDICE DE TABELAS	XXXIX
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Preâmbulo.....	1
1.2 Motivação e Objetivos do Projeto	3
1.3 Enquadramento Conceptual.....	3
1.3.1 Viana do Castelo e o Rio Lima.....	3
1.3.2 Rede Ferroviária Portuguesa - Linha do Minho.....	4
1.4 Ponte Eiffel.....	6
1.4.1 Eng.º Gustave Eiffel: O Génio e Construtor	6
1.4.2 Referência Histórica.....	9
1.5 Estrutura e Organização do Projeto	11
2 ESTADO DA ARTE	13
2.1 Evolução Histórica das Pontes de Tirantes	13
2.1.1 O Início	13
2.1.2 Introdução ao Sistema Auto Ancorado	14
2.1.3 A Era da Alemanha.....	16
2.1.4 O Sistema Multicabos.....	18
2.1.5 Os Primeiros Cordões do Tipo Parellel-Wire	20
2.1.6 A Evolução Fora da Alemanha.....	22
2.1.7 As Pontes de Tirantes de Betão	24
2.1.8 A Experiência Americana	30
2.1.9 O Desenvolvimento Asiático.....	34
2.2 Pontes Atirantadas Rodoferroviárias	37

2.2.1	Ponte Zárate-Brazo Largo - Argentina.....	37
2.2.2	Ponte Rokko - Japão.....	39
2.2.3	Ponte Hitsuishijima/Iwagurojima - Japão	41
2.2.4	Ponte Kap Shui Mun - China	44
2.2.5	Ponte Öresund - Suécia/Dinamarca	48
2.2.6	Ponte Dongshuimen e Qiansimen - China	53
2.3	Levantamento, Observação e Comparação Geométrica de Pontes Atirantadas Rodoferroviárias	58
3	ANÁLISE PRELIMINAR DO PROJETO	67
3.1	Formulação e Descrição do Problema	67
3.2	Requisitos e Critérios Pré-Definidos.....	68
3.2.1	Economia	68
3.2.2	Funcionalidade.....	69
3.2.3	Ambiente	69
3.2.4	Estética.....	69
3.3	Estudo do Local do Projeto.....	69
3.3.1	Apresentação dos Locais Propostos	69
3.3.1.1	Local Inicial para Implantação	70
3.3.1.2	1ª Alternativa para Implantação	72
3.3.1.3	2ª Alternativa para Implantação	74
3.3.2	Local Escolhido	76
3.4	Condicionantes	77
3.4.1	Topográficas	77
3.4.2	Geométricas	79
3.4.3	Rodoviárias.....	79
3.4.4	Ferrovíarias.....	80
3.4.5	Geológico - Geotécnicas	82
3.4.6	Hidrológicas	82
3.4.7	Meteorológicas	83
3.4.8	Integração Cultural, Urbanística e Paisagista.....	83

3.5	Implantação	84
3.5.1	Margem Sul.....	85
3.5.2	Margem Norte.....	87
3.5.3	Implantação e Desenvolvimento sobre o Rio.....	88
3.6	Conceção Inicial do Sistema Estrutural	89
3.6.1	Configuração Longitudinal e Sistema Estático.....	89
3.6.2	Plataforma Rodoviária e Ferroviária	91
3.6.3	Tabuleiro.....	92
3.6.4	Torres.....	98
4	MATERIAIS E EQUIPAMENTOS	105
4.1	Descrição Geral	105
4.2	Betão Estrutural	106
4.3	Aço.....	108
4.3.1	Ordinário.....	108
4.3.2	Aço-Perfis.....	110
4.3.3	Tirantes.....	111
5	QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	119
5.1	Normas e Regulamentação Gerais do Projeto.....	119
5.2	Quantificação das Ações	120
5.2.1	Ações Permanentes.....	120
5.2.1.1	Peso Próprio dos Elementos Estruturais	120
5.2.1.2	Restantes Cargas Permanentes.....	121
5.2.1.3	Corrente do Rio	121
5.2.1.4	Tensionamento dos Tirantes.....	123
5.2.2	Ações Variáveis	127
5.2.2.1	Sobrecarga Rodoviária	127
5.2.2.2	Sobrecarga Pedonal.....	130
5.2.2.3	Sobrecarga Ferroviária.....	130
5.2.2.4	Vento	131

5.3	Combinações.....	135
5.3.1	Estado Limite de Serviço (ELS)	135
5.3.1.1	Característica.....	135
5.3.1.2	Frequente.....	136
5.3.1.3	Quase-Permanentes.....	136
5.3.2	Estado Limite Último (ELU)	136
5.3.2.1	Equilíbrio Estático	137
5.3.2.2	Resistência Estrutural.....	137
5.3.3	Combinações Efetuadas e Coeficientes de Simultaneidade.....	137
6	OTIMIZAÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	141
6.1	Considerações Gerais.....	141
6.2	Critérios e Imposições Adotadas	144
6.2.1	Geometria e Configuração Estrutural.....	144
6.2.2	Combinações e Ações Verticais Globais.....	145
6.2.3	Características Mecânicas dos Materiais.....	145
6.3	Laje de Betão	146
6.3.1	Plataforma Rodoviária	147
6.3.2	Plataforma Ferroviária.....	148
6.4	Longarinas Secundárias	149
6.4.1	Sem Interação Mista	151
6.4.1.1	Perfis Metálicos Rodoviários.....	152
6.4.1.2	Perfis Metálicos Ferroviários	153
6.4.2	Com Interação Mista	153
6.4.2.1	Perfis Metálicos Rodoviários.....	157
6.4.2.2	Perfis Metálicos Ferroviários	159
6.4.3	Comparação dos Resultados Obtidos	161
6.5	Tirantes.....	163
6.5.1	Modelo e Conceção Admitido no Sistema de Atirantamento	163
6.5.1.1	Módulo de Elasticidade Equivalente.....	163
6.5.1.2	Ajuste das Forças nos Tirantes - Forças de tensionamento.....	164

6.5.1.3	Modelo de Comportamento Simplificado.....	164
6.5.2	Análise Preliminar dos Esforços Normais Induzidos.....	165
6.5.3	Variação e Custo Total do Aço	168
6.6	Carlingas.....	174
6.7	Longarinas Principais	178
6.8	Diagonais Warren.....	185
6.9	Torres	187
7	ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL.....	195
7.1	Considerações Gerais	195
7.2	Modelo Numérico da Estrutura	196
7.2.1	Programas de Cálculo Automático	196
7.2.2	Modelação e Características Geométricas da Estrutura	196
7.3	Verificação aos Estados Limites do tabuleiro	206
7.3.1	Aspetos Gerais e Critérios de Dimensionamento Adotados	206
7.3.1.1	Classificação das Secções Transversais	207
7.3.1.2	Elementos de Aço - Resistência das Secções Transversais.....	210
7.3.1.3	Elementos de Aço - Resistência dos Elementos à Encurvadura	211
7.3.1.4	Elementos Mistos Aço-Betão - Resistência das Secções Transversais: M.....	212
7.3.1.5	Elementos Mistos Aço-Betão - Resistência das Secções Transversais: T.....	216
7.3.1.6	Elementos Mistos Aço-Betão - Resistência das Secções Transversais: M+T	218
7.3.1.7	Elementos Mistos Aço-Betão - Resistência à Encurvadura Lateral.....	219
7.3.1.8	Elementos de Aço e Mistos Aço-Betão - Verificações de Serviço	226
7.3.2	Verificação dos Estados Limites de Serviço.....	230
7.3.2.1	ELS de Tensão das Longarinas Principais Rodoviárias	230
7.3.2.2	ELS de Tensão das Longarinas Secundárias Rodoviárias.....	231
7.3.2.3	ELS de Tensão das Longarinas Principais Ferroviárias	233
7.3.2.4	ELS de Tensão das Longarinas Secundárias Ferroviárias nº1	235
7.3.2.5	ELS de Tensão das Longarinas Secundárias Ferroviárias nº2	237
7.3.2.6	ELS de Tensão das Diagonais Warren	239
7.3.2.7	ELS de Tensão das Carlingas Rodoviárias	240
7.3.2.8	ELS de Tensão das Carlingas Ferroviárias	242

7.3.2.9	ELS de Deformação e Critério do Conforto dos Passageiros	243
7.3.3	Verificação dos Estados Limites Últimos	249
7.3.3.1	ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Principais Rodoviárias	249
7.3.3.2	ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Secundárias Rodoviárias	253
7.3.3.3	ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Principais Ferroviárias	256
7.3.3.4	ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Secundárias Ferroviárias nº1 261	
7.3.3.5	ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Secundárias Ferroviárias nº2 264	
7.3.3.6	ELU de Resistência e Instabilidade das Diagonais Warren	267
7.3.3.7	ELU de Resistência e Instabilidade das Carlingas Rodoviárias	272
7.3.3.8	ELU de Resistência e Instabilidade das Carlingas Ferroviárias	278
7.3.3.9	ELU de Resistência das Lajes	284
7.4	Verificação aos Estados Limites das Torres	287
7.4.1	Verificação dos Estados Limites Serviço	288
7.4.1.1	ELS de Tensão de Descompressão	288
7.4.1.2	ELS de Tensão de Fendilhação	289
7.4.1.3	ELS de Tensão de Compressão Máxima	290
7.4.2	Verificação dos Estados Limites Último	291
7.4.2.1	ELU de Resistência à Encurvadura por Flexão Composta Desviada	291
7.4.2.2	ELU de Resistência ao Esforço Transverso	295
7.5	Verificação aos Estados Limites do Tirantes	296
7.5.1	Critérios Regulamentares Adotados da Verificação da Segurança	296
7.5.2	Verificação dos Estados Limites Serviço	297
7.5.3	Verificação dos Estados Limites Últimos	298
8	ESTIMATIVA ORÇAMENTAL	301
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS	307
9.1	Conclusões	307
9.2	Sugestões para Trabalhos Futuros	315
	Referências Bibliográficas	329

ANEXO I	PEÇAS DESENHADAS.....	331
ANEXO II	MAPA DISCRIMINATIVO DOS CUSTOS.....	349
ANEXO III	CÁLCULOS AUXILIARES DA RESISTÊNCIA ESTRUTURAL	355
ANEXO IV	INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA.....	505

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Panorâmica sobre o rio Lima e Viana do Castelo	1
Figura 2 - Ponte Eiffel, Viana do Castelo	2
Figura 3 - Viaduto de Millau, França [2]	2
Figura 4 - Vista sobre a cidade, o rio e os estaleiros navais de Viana do Castelo	4
Figura 5 - Estação Ferroviária de Viana do Castelo	5
Figura 6 - Rede Ferroviária Portuguesa na Zona Norte [8]	5
Figura 7 - Alexandre Gustave Eiffel [10]	6
Figura 8 - Ponte Maria Pia, Porto [12]	7
Figura 9 - Viaduto Ferroviário de Gabarit, França [12]	8
Figura 10 - Torre Eiffel, França [14]	8
Figura 11 - Panorâmica sobre a Ponte Eiffel	9
Figura 12 - Alçado Longitudinal da Ponte Eiffel [15]	9
Figura 13 - Ponte Eiffel, Vista da margem direita	10
Figura 14 - Aparelhos de Apoio do tipo móvel e do tipo fixo [15]	10
Figura 15 - Sistema de Pontes investigado por Navier em 1823 [17]	13
Figura 16 - Ponte Albert, Reino Unido [18]	14
Figura 17 - Ponte Brooklyn, Estados Unidos da América [19]	14
Figura 18 - Ponte Lezardrieux, França [26]	15
Figura 19 - Ponte proposta de Dischinger entre Köln e Mühlheim, Alemanha [17]	15
Figura 20 - Ponte Strömsund, Alemanha [20]	16
Figura 21 - Ponte Theodor Heuss, Alemanha [24]	16
Figura 22 - Ponte Severins, Alemanha [22]	17
Figura 23 - Ponte Norderelbe, Alemanha [23]	17
Figura 24 - Ponte de Leverkusen, Alemanha [25]	18
Figura 25 - Ponte Friedrich Ebert, Alemanha [29]	18

Figura 26 - Ponte Rees, Alemanha [30]	19
Figura 27 - Ponte Knie, Alemanha [31]	20
Figura 28 - Ponte Mannheim-Ludwigshafen, Alemanha [32]	20
Figura 29 - Ponte Köhlbrand, Alemanha [33]	21
Figura 30 - Ponte Flehe, Alemanha [34]	22
Figura 31 - Ponte Wye, Reino Unido [35]	22
Figura 32 - Ponte Erskine, Escócia [36]	23
Figura 33 - Ponte de Saint-Nazaire, França [37]	23
Figura 34 - Ponte Indiano, Itália [38]	24
Figura 35 - Ponte Maracaibo, Venezuela [39]	25
Figura 36 - Ponte Polcevara, Itália [40]	25
Figura 37 - Ponte Wadi Kuf, Líbia [41]	26
Figura 38 - Ponte Donaukanal, Áustria [42]	26
Figura 39 - Ponte Brotonne, França [43]	27
Figura 40 - Ponte Pasco-Kennewick, Estados Unidos da América [44]	27
Figura 41 - Ponte Tjörn, Suécia [45]	28
Figura 42 - Ponte Barrios de Luna, Espanha [46]	28
Figura 43 - Ponte Farø, Dinamarca [47]	29
Figura 44 - Ponte Rama IX, Tailândia [48]	29
Figura 45 - Ponte Papineau, Canadá [49]	30
Figura 46 - A velha e a nova ponte Sunshine Skyway, Estados Unidos da América [50]	30
Figura 47 - Pormenor do tabuleiro da ponte Sunshine Skyway, Estados Unidos da América [51] ...	31
Figura 48 - Ponte Alex Fraser, Canadá [52]	31
Figura 49 - Pormenor do tabuleiro da ponte Alex Fraser, Canadá [53]	32
Figura 50 - Ponte Dames Point, Estados Unidos da América [54]	33
Figura 51 - Pormenor do tabuleiro da ponte Dames Point, Estados Unidos da América [55]	33

Figura 52 - Ponte Katsuhika, Japão [56]	34
Figura 53 - Ponte Meiko Nishi, Japão [57]	34
Figura 54 - Ponte Jian, China [58]	35
Figura 55 - Ponte Yonghe, China [59]	35
Figura 56 - Ponte Dongying, China [60]	36
Figura 57 - Ponte Nanpu, China [61]	36
Figura 58 - Ponte Guazú, Argentina [63]	37
Figura 59 - Alçado longitudinal da ponte Guazú (unidades em <i>m</i>) [62]	37
Figura 60 - Secção Transversal do tabuleiro (unidades em <i>mm</i>) [62]	38
Figura 61 - Pormenor do tabuleiro [64]	38
Figura 62 - Ponte Rokko, Japão [65]	39
Figura 63 - Alçado longitudinal da ponte Rokko (unidades em <i>pés</i>) [66]	39
Figura 64 - Secção transversal do tabuleiro (unidades em <i>m</i>) [17]	40
Figura 65 - Pormenor do tabuleiro e secção transversal das torres (unidades em <i>pés</i>) [66] [67]	40
Figura 66 - Sistema de pontes entre as ilhas Honshu-Shikoku, Japão [68]	41
Figura 67 - As pontes Hitsuishijima e Iwagurojima na via Seto-Chūō, Japão [68]	41
Figura 68 - Pontes Hitsuishijima e Iwagurojima [69]	42
Figura 69 - Alçado longitudinal das pontes Hitsuishijima e Iwagurojima (unidades em <i>m</i>) [70]	42
Figura 70 - Secção transversal do tabuleiro (unidades em <i>m</i>) [17]	43
Figura 71 - Pontes Hitsuishijima e Iwagurojima [71]	43
Figura 72 - Hong Kong e a ligação entre as ilhas Lantau e Tsing Yi, China [72]	44
Figura 73 - Construção da ponte Kap Shui Mun na ligação Lantau, China [73]	44
Figura 74 - Ponte Kap Shui Mun, China [74]	45
Figura 75 - Alçado longitudinal da ponte Kap Shui Mun [75]	45
Figura 76 - Pormenor da transição do tabuleiro de betão para o tabuleiro misto aço-betão [76]	46
Figura 77 - Secção transversal do tabuleiro misto no vão central (unidades em <i>m</i>) [77]	46

Figura 78 - Corte tridimensional do tabuleiro no vão central [78]	47
Figura 79 - Pormenor do tabuleiro e secção transversal das torres [76]	47
Figura 80 - Estreito de Øresund na Dinamarca e Suécia [79]	48
Figura 81 - Extensão total da travessia do estreito Øresund, Dinamarca e Suécia [79] [80]	48
Figura 82 - Ponte Øresund, Dinamarca e Suécia [81]	49
Figura 83 - Alçado longitudinal da Ponte Øresund [82]	49
Figura 84 - Secção transversal do tabuleiro (unidades em <i>m</i>) [82]	50
Figura 85 - Centro do vão principal [82]	50
Figura 86 - Ancoragens, alçado longitudinal, secção transversal das torres [82]	51
Figura 87 - Secção transversal dos cabos [83]	52
Figura 88 - Cabos com conectores [83]	52
Figura 89 - Travessia na Península Yuzhong em Chongqing, China [85]	53
Figura 90 - Propostas das pontes de tirantes e suspensas [84]	53
Figura 91 - Ponte Dongshuimen, China [85]	54
Figura 92 - Ponte Qianshimen, China [85]	54
Figura 93 - Construção da ponte Dongshuimen (Ano 2012) [86]	55
Figura 94 - Alçado longitudinal da ponte Dongshuimen, China [85]	55
Figura 95 - Alçado longitudinal da ponte Qianshimen, China [85]	56
Figura 96 - Secção transversal do tabuleiro (unidades em <i>m</i>) [85]	56
Figura 97 - Vista superior e alçado da secção transversal das torres [85]	57
Figura 98 - Modelo 3D e numérico do tabuleiro [85]	57
Figura 99 - Parâmetros Geométricos Levantados	59
Figura 100 - Evolução do comprimento dos vãos centrais vc ao longo do tempo	59
Figura 101 - Correlação dos vãos laterais vl e os vãos centrais vc	60
Figura 102 - Relação entre o vão central vc e a razão vl/vc	61
Figura 103 - Correlação das alturas totais alt , parciais ap e os vãos centrais vc	61

Figura 104 - Relação entre o vão central vc e a razão ap/vc	62
Figura 105 - Correlação da altura dos tabuleiros e os vãos centrais vc	63
Figura 106 - Correlação da esbelteza dos tabuleiros e os vãos centrais vc	64
Figura 107 - Correlação da esbelteza dos tabuleiros e razão ap/vc	65
Figura 108 - Vista aérea sobre as atuais pontes de Viana do Castelo e foz do rio Lima [87].....	67
Figura 109 - Propostas para a implantação da ponte.....	70
Figura 110 - Proposta inicial para a implantação da ponte	70
Figura 111 - Acesso na margem norte entre a Rua Alves Cerqueira e Avenida Campo de Castelo .	71
Figura 112 - Acesso na margem sul à Avenida do Cabedelo.....	71
Figura 113 - Área do centro histórico marcada como edifícios de interesse público [88].....	72
Figura 114 - Proposta para a 1ª Alternativa para a implantação da ponte	72
Figura 115 - Terreno de ligação da ponte para o viaduto na margem sul	73
Figura 116 - Proposta para 1ª Alternativa da ponte e viaduto de acesso na margem norte.....	73
Figura 117 - Ponto de ligação da ponte com o viaduto na margem norte	74
Figura 118 - Local do desvio da estrada nacional EN 13	74
Figura 119 - 2ª Alternativa para a implantação da ponte.....	75
Figura 120 - Plano de Pormenor previsto para a margem sul da 2ª Proposta da ponte [88]	75
Figura 121 - Planta topográfica parcial da margem norte	78
Figura 122 - Planta topográfica parcial da margem sul	78
Figura 123 - Planta da condicionante geométrica na margem norte.....	79
Figura 124 - Gabarit de referência cinemático e de confronto entre gabaris [8].....	81
Figura 125 - Implantação da obra de arte e dos viadutos de acesso	84
Figura 126 - Implantação de traçado total na margem sul	85
Figura 127 - Desvio da estrada nacional EN 13	85
Figura 128 - Desvio da Linha Ferroviária	86
Figura 129 - Ligação entre o viaduto de acesso e a ponte.....	86

Figura 130 - Introdução do traçado total na margem norte	87
Figura 131 - Desvio do tráfego rodoviário de acesso ao viaduto	87
Figura 132 - Alçado e Implantação da ponte sobre o rio Lima	88
Figura 133 - Peso de aço nos tirantes em função da relação (h/L) [89]	90
Figura 134 - Comprimento adotado para os vão laterais e para o vão central	90
Figura 135 - Planta parcial da plataforma rodoviária	91
Figura 136 - Corte em planta da plataforma ferroviária	92
Figura 137 - Proposta da secção transversal mista aço - betão, Eng.º Cândio Martins [90]	93
Figura 138 - Proposta da secção transversal mista aço-betão, Eng.º Adão da Fonseca [91]	94
Figura 139 - Proposta da secção transversal da ponte Fehmarn Belt [92]	94
Figura 140 - Proposta da 1ª solução da secção transversal da ponte	96
Figura 141 - Proposta da 2ª solução da secção transversal da ponte	96
Figura 142 - Diferentes formas de mastros para pontes com plano de tirantes central [124].	98
Figura 143 - Diferentes formas de mastros para pontes com plano de tirantes laterais [124].	99
Figura 144 - Terceira Travessia do Tejo: solução base ALTAVIA Tejo [124].	100
Figura 145 - Terceira Travessia do Tejo: estudo prévio RAFE Tejo/Adão da Fonseca [91].	100
Figura 146 - Terceira Travessia do Tejo: estudo prévio SENER/GLOBALVIA/Cândio Martins [126].	101
Figura 147 - Comparação da deformação entre um sistema com dois planos de cabos verticais e um sistema com dois planos de cabos inclinados apoiados numa torre em forma de A [125].	101
Figura 148 - Terceira Travessia do Tejo: solução base alternativa ALTAVIA Tejo [124].	102
Figura 149 - Terceira Travessia do Tejo: estudo prévio de Cândio Martins [127]	102
Figura 150 - Alçado lateral e frontal do fuste das torres do estudo prévio da Terceira Travessia do Tejo: RAFE Tejo/Adão da Fonseca [91].	103
Figura 151 - Secção longitudinal e transversal adotada para as torres	104
Figura 152 - Cordão locked-coil [93]	112
Figura 153 - Cordões helicoidais [93]	113

Figura 154 - Cordões de arames paralelos utilizados nas maiores pontes suspensas japonesas [17]	114
Figura 155 - Cordões de arames paralelos utilizados na ponte de tirantes Zárate, Argentina [17]	115
Figura 156 - Cordões de arames paralelos com HDPE [17]	115
Figura 157 - Permonor de um cordão do tipo “seven-wire strands” [17] [94]	116
Figura 158 - Cabo de Cordões do tipo “seven-wire strands” [94]	117
Figura 159 - Tirantes formados por cordões do tipo “Parallel 7 wire strand stays” [95]	117
Figura 160 - Variação do esforço axial dos tirantes com e sem ajuste para as cargas permanentes, e para a envolvente superior do estado limite de serviço	123
Figura 161 - Deslocamento vertical no tabuleiro com e sem ajuste dos tirantes	124
Figura 162 - Momentos fletores M_y atuantes nas longarinas da corda inferior com e sem ajuste dos tirantes para as cargas permanentes	126
Figura 163 - Momentos fletores M_y atuantes nas longarinas da corda superior com e sem ajuste dos tirantes para as cargas permanentes	127
Figura 164 - Exemplo de como considerar a largura do tabuleiro consoante a geometria de cada tabuleiro [114]	128
Figura 165 - Exemplo de uma divisão da faixa de rodagem em pista fictícias	129
Figura 166 - Aplicação do LM1 nas pistas fictícias [114]	129
Figura 167 - Modelo de carga LM71 (adaptado EN 1991-2)	131
Figura 168 - Coeficiente de exposição C_e [103]	133
Figura 169 - Coeficiente de força C_f, x (direção transversal do tabuleiro) [103]	134
Figura 170 - Fluxograma do procedimento de otimização do pré-dimensionamento	143
Figura 171 - Secção transversal adotada na ponte	144
Figura 172 - Longarinas secundárias da plataforma rodoviária	147
Figura 173 - Corte em planta da plataforma ferroviária	148
Figura 174 - Diagrama de tensões de vigas mistas para momentos positivos [115]	154
Figura 175 - Distribuição de tensões longitudinais nos banzos de betão [118]	155
Figura 176 - Modelo de cálculo da largura efetiva do banzo de betão (EN 1994-1-1:5.4.1.2)	155
Figura 177 - Diagrama de flexão positiva com eixo neutro na laje de betão [116]	156

Figura 178 - Diagrama de flexão positiva com eixo neutro no banzo superior do perfil metálico [116]	156
Figura 179 - Diagrama de flexão positiva com eixo neutro na alma do perfil metálico [116]	157
Figura 180 - Variação do preço total dos vários sistemas rodoviário com o sistema ferroviário	161
Figura 181 - Relação de preços de sistema de interação mista com o sistema sem interação (%)	162
Figura 182 - Exemplo genérico do modelo considerado para o cálculo das forças atuantes nos cabos, considerando uma viga contínua sobre apoios rígidos [21]	165
Figura 183 - Reação vertical nas ancoragens para um carregamento uniforme considerando uma viga contínua sobre apoios rígidos	165
Figura 184 - Diagrama de forças normais absorvidas e induzidos por cada tirante [89]	166
Figura 185 - Variação de quantidade de aço em função da relação altura da torre com o vão principal [89]	167
Figura 186 - Variação da força dos tirantes em função do ângulo com a horizontal e com o número de tirantes	167
Figura 187 - Variação da força horizontal no tabuleiro induzida pelos cabos	168
Figura 188 - Geometria genérica de uma ponte de tirantes em semi-leque [120]	169
Figura 189 - Variação do custo dos tirantes em função de h_0 e do número de tirantes	170
Figura 190 - Relação de custos entre os tirantes com sistema de interação mista e tirantes com o sistema sem interação	171
Figura 191 - Variação da diferença percentual do custo dos tirantes e os perfis com interação mista vs. h_0	172
Figura 192 - Variação da diferença percentual do custo dos tirantes e de 2 perfis com interação mista vs. h_0	173
Figura 193 - Variação do custo dos tirantes e sistema de 2 perfis vs. n.º de tirantes	173
Figura 194 - Diferença percentual do custo final vs. n.º tirantes relativamente ao sistema de 18 tirantes	174
Figura 195 - Momentos fletores atuantes na carlinga rodoviária [kN.m]	175
Figura 196 - Esforço transversal atuante na carlinga rodoviária [kN]	175
Figura 197 - Momentos fletores atuantes na carlinga ferroviária [kN.m]	175
Figura 198 - Esforço transversal atuante na carlinga ferroviária [kN]	176

Figura 199 - Espessura efetiva adotada nas carlingas para uma secção tubular oca de 1200 mm de altura e 1000 mm de base	177
Figura 200 - Modelo bidimensional simplificado para o cálculo de pré-dimensionamento das longarinas principais.	179
Figura 201 - Variação do esforço axial de única plataforma em suspensão nas torres com apoio simples e duplo nos encontros.....	180
Figura 202 - Variação do esforço axial do tabuleiro em suspensão total.....	181
Figura 203 - Variação do esforço axial do tabuleiro para apoio simples nas torres	181
Figura 204 - Variação do esforço axial do tabuleiro para apoio duplo nas torres	181
Figura 205 - Variação do esforço axial do tabuleiro para apoio simples e duplo em cada torre	181
Figura 206 - Variação da área efetiva para a resistência, encurvadura e área efetiva adotada para a corda inferior	183
Figura 207 - Variação da área efetiva para a resistência, encurvadura e área efetiva adotada para a corda superior	183
Figura 208 - Variação do esforço axial nas diagonais Warren [kN].....	185
Figura 209 - Variação das áreas obtidas no pré-dimensionamento para a resistência e encurvadura das diagonais Warren	186
Figura 210 - Impulso resultante na torres para um carregamento simétrico transversal	188
Figura 211 - Modelo numérico da secção trasnsversal das torres	189
Figura 212 - Variação típica dos momentos fletores longitudinais numa torre em semi-leque.....	190
Figura 213 - Comprimento de encurvadura L_e em função das condições fronteira	192
Figura 214 - Esforços axiais atuantes e resistentes das secções transversais adotadas nas torres ...	193
Figura 215 - Configuração da deformada máxima global da estrutura causada pelas sobrecargas em simultâneo LM1 (Base) com LM71 (Secundária)	194
Figura 216 - Configuração da deformada máxima global da estrutura causada pelas sobrecargas em simultâneo LM1 (Base) com LM71 (Secundária)	194
Figura 217 - Vista da volumetria do tabuleiro em perfil.....	197
Figura 218 - Pormenor das diagonais em perfil.....	197
Figura 219 - Pormenor das longarinas principais em perfil	198

Figura 220 - Pormenor das longarinas secundárias do tabuleiro em perfil	199
Figura 221 - Pormenor da configuração dos tirantes em perfil.....	200
Figura 222 - Pormenor de uma torre em perfil.....	201
Figura 223 - Pormenor de ligação dos tirantes com o centro de gravidade do fuste da torre visto em perspectiva superior.....	201
Figura 224 - Pormenor da compatibilidade dos nós no tabuleiro	203
Figura 225 - Pormenor da compatibilidade dos nós na travessa das torres	203
Figura 226 - Alçado longitudinal do modelo de cálculo no plano XOZ.....	204
Figura 227 - Planta do modelo de cálculo no plano XOY	204
Figura 228 - Alçado transversal do modelo de cálculo no plano YOZ	204
Figura 229 - Vista tridimensional do modelo de cálculo global	205
Figura 230 - Vista tridimensional do modelo de cálculo da ligação do tabuleiro com a torre.....	205
Figura 231 - Vista tridimensional do modelo de cálculo da ligação dos tirantes, tabuleiro e torres	205
Figura 232 - Alma efetiva da Classe 2.....	208
Figura 233 - Redução de tensão de cedência, caso $V_{ed} > 0,5V_{pl,Rd}$	211
Figura 234 - Flexão negativa com eixo neutro no banzo superior do perfil metálico [116]	213
Figura 235 – Flexão negativa com eixo neutro na alma do perfil metálico [116]	214
Figura 236 - Princípio para recalcular as tensões numa secção transversal efetiva.....	216
Figura 237 - Redução da resistência à flexão devido aos esforços de corte em secções de classe 1 ou 2	218
Figura 238 - Encurvadura lateral com torção, Instabilidade associada à distorção da secção transversal da viga de aço respetivamente [121].....	219
Figura 239 Encurvadura lateral, numa viga mista contínua [121].....	219
Figura 240 - Modelo para a determinação do fator de amplificação pelo método geral	220
Figura 241 - Simplificações para as condições de apoio da laje e modelos de cálculo da rigidez da laje, k_1	222
Figura 242 - (a) Modelo de cálculo da rigidez da alma, k_2 ; (b) Modelo de cálculo da rigidez de flexão transversal, k_2	223

Figura 243 - Geometria do modelo em “U” invertido	225
Figura 244 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na corda superior	230
Figura 245 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na corda superior	230
Figura 246 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na corda superior	230
Figura 247 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária rodoviária	231
Figura 248 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária rodoviária.....	231
Figura 249 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária rodoviária.....	232
Figura 250 - Verificação das tensões de compressão atuantes para as combinações características no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1	232
Figura 251 - Verificação das tensões de tração atuantes para as combinações características nas armaduras no banzo de betão da longarina secundária rodoviária.....	232
Figura 252 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na corda inferior	233
Figura 253 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na corda inferior	234
Figura 254 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na corda inferior	234
Figura 255 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº1.....	235
Figura 256 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº1	235
Figura 257 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº1	235
Figura 258 - Verificação das tensões de compressão atuantes para as combinações características no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1	236

Figura 259 - Verificação das tensões de tração atuantes para as combinações características nas armaduras no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1	236
Figura 260 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº2	237
Figura 261 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº2	237
Figura 262 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº2	237
Figura 263 - Verificação das tensões de compressão atuantes para as combinações características no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2	238
Figura 264 - Verificação das tensões de tração atuantes para as combinações características nas armaduras no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2	238
Figura 265 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características nas diagonais Warren	239
Figura 266 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características nas diagonais Warren	239
Figura 267 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características nas diagonais Warren	240
Figura 268 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características nas carlingas rodoviárias	240
Figura 269 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características nas carlingas rodoviárias	241
Figura 270 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características nas carlingas rodoviárias	241
Figura 271 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características nas carlingas ferroviárias	242
Figura 272 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características nas carlingas ferroviárias	242
Figura 273 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características nas carlingas ferroviárias	242
Figura 274 - Valores indicativos da aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto	245

Figura 275 - Deslocamento vertical máximo (δ) permitido para pontes ferroviárias com 3 ou mais vãos sucessivos simplesmente apoiados correspondentes a um nível de aceleração vertical de $b'v = 1m/s^2$ em função da velocidade $V[km/h]$	245
Figura 276 - Caso de carga em que produz a maior deformada no vão central	246
Figura 277 - Configuração da deformada máxima global da estrutura no vão principal causada pelas sobrecargas em simultâneo LM1 (Base) com LM71 (Secundária)	247
Figura 278 - Configuração da deformada máxima global do tabuleiro no vão central causada pelas sobrecargas para as combinações frequentes.....	247
Figura 279 - Caso de carga em que produz a maior deformada no vão lateral	247
Figura 280 - Configuração da deformada máxima global da estrutura no vão lateral causada pelas sobrecargas em simultâneo LM1 (Base) com LM71 (Secundária)	248
Figura 281 - Configuração da deformada máxima global do tabuleiro no vão lateral causada pelas sobrecargas para as combinações frequentes.....	248
Figura 282 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes para as combinações ELU da corda superior	249
Figura 283 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes para as combinações ELU da corda superior	249
Figura 284 - Diagrama dos momentos fletores M_y atuantes para as combinações ELU da corda superior	249
Figura 285 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes para as combinações ELU da corda superior	250
Figura 286 - Diagrama de esforços Momentos fletores M_z para as combinações ELU da corda superior	250
Figura 287 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração para as combinações ELU da corda superior	250
Figura 288 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão para as combinações ELU da corda superior.....	251
Figura 289 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_z para as combinações ELU da corda superior.....	251
Figura 290 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_y para as combinações ELU da corda superior	251

Figura 291 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão para as combinações ELU da corda superior	252
Figura 292 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária	253
Figura 293 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária	253
Figura 294 - Diagrama dos momentos fletores M_y atuantes para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária	254
Figura 295 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão positiva e negativa M_y para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária	254
Figura 296 - Verificação da resistência das secções transversais ao esforço transversal F_z para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária	254
Figura 297 - Verificação da resistência das secções transversais à interação flexão-transverso as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2	255
Figura 298 - Verificação da resistência à encurvadura lateral para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária	255
Figura 299 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes para as combinações ELU na corda inferior	256
Figura 300 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes para as combinações ELU na corda inferior	257
Figura 301 - Diagrama de esforços momentos fletores M_y atuantes para as combinações ELU na corda inferior	257
Figura 302 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes para as combinações ELU na corda inferior	257
Figura 303 - Diagrama de esforços momentos fletores M_z atuantes para as combinações ELU na corda inferior	258
Figura 304 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração para as combinações ELU na corda inferior	258
Figura 305 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão para as combinações ELU na corda inferior	258
Figura 306 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_z para as combinações ELU na corda inferior	259

Figura 307 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transverso F_y para as combinações ELU na corda inferior.....	259
Figura 308 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão para as combinações ELU na corda inferior	259
Figura 309 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1	261
Figura 310 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1	261
Figura 311 - Diagrama dos momentos fletores M_y atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1	261
Figura 312 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão positiva e negativa M_y para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1	262
Figura 313 - Verificação da resistência das secções transversais ao esforço transverso F_z para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1.....	262
Figura 314 - Verificação da resistência das secções transversais à interação flexão-transverso as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1.....	262
Figura 315 - Verificação da resistência à encurvadura lateral para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1	263
Figura 316 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2	264
Figura 317 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2	264
Figura 318 - Diagrama dos momentos fletores M_y atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2	265
Figura 319 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão positiva e negativa M_y para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2	265
Figura 320 - Verificação da resistência das secções transversais ao esforço transverso F_z para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2.....	265
Figura 321 - Verificação da resistência das secções transversais à interação flexão-transverso as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2.....	266
Figura 322 - Verificação da resistência à encurvadura lateral para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2	266

Figura 323 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren	267
Figura 324 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren	268
Figura 325 - Diagrama de esforços momentos fletores M_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren	268
Figura 326 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren	268
Figura 327 - Diagrama de esforços momentos fletores M_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren	269
Figura 328 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren	269
Figura 329 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren	269
Figura 330 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_z da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren	270
Figura 331 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_y da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren	270
Figura 332 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren ..	270
Figura 333 - Tipo de diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	272
Figura 334 - Tipo de diagrama de momentos fletores M_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	273
Figura 335 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	273
Figura 336 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	273
Figura 337 - Diagrama de esforços momentos fletores M_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	274
Figura 338 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	274

Figura 339 - Diagrama de esforços momentos fletores M_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	274
Figura 340 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	275
Figura 341 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	275
Figura 342 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_z da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	275
Figura 343 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_y da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias.....	276
Figura 344 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias	276
Figura 345 - Tipo de diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	278
Figura 346 - Tipo de diagrama de momentos fletores M_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	279
Figura 347 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	279
Figura 348 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	279
Figura 349 - Diagrama de esforços momentos fletores M_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	280
Figura 350 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	280
Figura 351 - Diagrama de esforços momentos fletores M_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	280
Figura 352 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	281
Figura 353 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	281
Figura 354 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_z da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias.....	281

Figura 355 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transverso F_y da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias	282
Figura 356 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias	282
Figura 357 - Exemplo das áreas da laje de betão considerada para o cálculo das armaduras longitudinais na plataforma ferroviária	284
Figura 358 - Exemplo das áreas da laje de betão considerada para o cálculo das armaduras transversais na plataforma ferroviária	284
Figura 359 - Verificação das tensões normais atuantes da envolvente de combinações quase-permanentes nas torres	288
Figura 360 - Verificação das tensões normais atuantes da envolvente de combinações frequentes nas torres.....	289
Figura 361 - Verificação das tensões normais atuantes da envolvente de combinações características nas torres	290
Figura 362 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres	292
Figura 363 - Diagrama dos esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres.....	293
Figura 364 - Diagrama dos momentos fletores M_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres.....	293
Figura 365 - Diagrama dos esforços transversos F_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres.....	293
Figura 366 - Diagrama dos momentos fletores M_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres.....	294
Figura 367 - Variação da envolvente dos esforços axiais atuantes nos tirantes para a combinação característica.....	297
Figura 368 - Variação da envolvente das tensões atuantes nos tirantes para a combinação característica.....	298
Figura 369 - Variação da envolvente dos esforços axiais atuantes nos tirantes para a combinação do estado limite último	299
Figura 370 - Variação da envolvente das tensões atuantes nos tirantes para a combinação do estado limite último	299

Figura 371 - Custos parciais da obra [Milhões de €]	302
Figura 372 - Relação dos custos repartidos da obra [%].....	302
Figura 373 - Custos parciais da obra dos elementos estruturais principais [Milhões de €].....	303
Figura 374 - Relação dos custos repartidos da obra dos elementos estruturais principais [%].....	303
Figura 375 - Repartição de custos da construção do tabuleiro [%]	304
Figura 376 - Repartição de custos da construção das torres [%].....	304
Figura 377 - Repartição de custos da construção das torres [%].....	305

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 - Resistência à compressão em função da classe [96]	106
Tabela 2 - Características de resistência do betão [105] [106]	107
Tabela 3 - Características mecânicas para projeto do betão C50/60 e C40/50 [105]	108
Tabela 4 - Classes de ductilidade	109
Tabela 5 - Classe dos varões de Aço para armadura ordinária	109
Tabela 6 - Características mecânicas do aço das armaduras	109
Tabela 7 - Características mecânicas de aços para secções tubulares [97]	110
Tabela 8 - Características mecânicas de aços laminados a quente [98]	111
Tabela 9 - Características mecânicas de aço de cordões (prNP 10138:2006) [99]	118
Tabela 10 - Esforços máximos instalados e áreas adotadas em cada tirante no vão lateral	125
Tabela 11 - Esforços máximos instalados e áreas adotadas em cada tirante no vão principal	126
Tabela 12 - Número e largura das vias fictícias [114]	128
Tabela 13 - Valores característicos do modelo LM1 consoante a pista e o tipo de carga [114]	130
Tabela 14 - Valor básico da velocidade de referência do vento [103]	132
Tabela 15 - Categorias do terreno [103]	133
Tabela 16 - Coeficientes de simultaneidade [101]	138
Tabela 17 - Valores nominais da tensão de cedência f_y [MPa] para secções laminadas e tubulares	146
Tabela 18 - Momentos fletores atuantes e os μ respetivos em função do número de longarinas	147
Tabela 19 - Momentos fletores atuantes e os μ respetivos em função da espessura das lajes	149
Tabela 20 - Espaçamentos longitudinais entre tirantes para estudo	150
Tabela 21 - Tipo perfil metálico em função do n° de tirantes e do n° de perfis metálicos, para $W_{pl,efetivo}$	152
Tabela 22 - Tipo perfil metálico em função do n° de tirantes, para $W_{pl,efetivo}$	153
Tabela 23 - Valor de Le [m]	157
Tabela 24 - Valor de $L_e/8$ [m] e b_I [m]	158
Tabela 25 - Valor de b_i [m]	158

Tabela 26 - Valor da largura efetiva b_{eff} [m]	159
Tabela 27 - Tipo perfil metálico em função do n° de tirantes e do n° de perfis metálicos, para $Mpl, Rd \geq MED$	159
Tabela 28 - Valor de Le , $Le/8$ e b_l [m]	160
Tabela 29 - Menor valor b_1 , b_2 e $Le/8$ e o valor de b_{eff}	160
Tabela 30 - Tipo perfil metálico em função do n° de tirantes, para $W_{pl,efetivo}$	161
Tabela 31 - Espaçamentos verticais entre ancoragens dos tirantes nas torres	169
Tabela 32 - Geometria dos tirantes e esforços atuantes nas carlingas.....	176
Tabela 33 - Dimensões geométricas das secções das longarinas principais da corda superior [mm].....	183
Tabela 34 - Dimensões geométricas das secções das longarinas principais da corda inferior [mm].....	184
Tabela 35 - Geometria de massa das barras sem interação mista do tabuleiro.....	198
Tabela 36 - Geometria de massas das barras com interação mista do tabuleiro.....	199
Tabela 37 - Características geométricas dos tirantes do vão lateral e central.....	200
Tabela 38 - Geometria de massas do fuste e perna das torres.....	202
Tabela 39 - Valores de C_4 para vigas com carregamento de vão (Calado e Santos, 2010)	225
Tabela 40 - Diâmetros máximos dos varões Φ_5^* para controlo da fendilhação	228
Tabela 41 - Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação.....	228
Tabela 42 - Valores recomendados de W_{max} (mm)	229
Tabela 43 - Resultados obtidos do dimensionamento para a flexão transversal.....	285
Tabela 44 - Resultados obtidos do dimensionamento para a flexão longitudinal	286
Tabela 45 - Excentricidades adicionais na direção longitudinal e transversal do fuste e das pernas	294
Tabela 46 - Resultados obtidos do dimensionamento para flexão composta desviada	295
Tabela 47 - Resultados obtidos do dimensionamento para o esforço transversal	295
Tabela 48 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda superior	358
Tabela 49 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda superior	359
Tabela 50 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda superior	360

Tabela 51 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU	362
Tabela 52 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU	363
Tabela 53 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU	364
Tabela 54 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU	365
Tabela 55 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU	366
Tabela 56 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU	367
Tabela 57 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda superior para o ELU	370
Tabela 58 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda superior para o ELU	371
Tabela 59 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda superior para o ELU	372
Tabela 60 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda inferior	374
Tabela 61 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda inferior	375
Tabela 62 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda inferior	376
Tabela 63 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU	378
Tabela 64 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU	379
Tabela 65 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU	380
Tabela 66 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU	381
Tabela 67 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU	382

Tabela 68 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU	383
Tabela 69 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda inferior para o ELU.....	386
Tabela 70 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda inferior para o ELU.....	387
Tabela 71 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda inferior para o ELU.....	388
Tabela 72 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária rodoviária	390
Tabela 73 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária rodoviária	391
Tabela 74 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária rodoviária	392
Tabela 75 - Classe das secções transversais da longarina secundária rodoviária	394
Tabela 76 - Classe das secções transversais da longarina secundária rodoviária	395
Tabela 77 - Classe das secções transversais da longarina secundária rodoviária	396
Tabela 78 - Classe das secções transversais da longarina secundária rodoviária	397
Tabela 79 - Resistência das secções transversais da longarina secundária rodoviária do ELU	400
Tabela 80 - Resistência das secções transversais da longarina secundária rodoviária do ELU	401
Tabela 81 - Resistência das secções transversais da longarina secundária rodoviária do ELU	402
Tabela 82 - Resistência das secções transversais da longarina secundária rodoviária do ELU	403
Tabela 83 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária rodoviária do ELU	406
Tabela 84 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária rodoviária do ELU	407
Tabela 85 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária rodoviária do ELU	408
Tabela 86 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1	410
Tabela 87 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1	411
Tabela 88 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1	412
Tabela 89 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1	414
Tabela 90 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1	415
Tabela 91 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1	416

Tabela 92 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1	417
Tabela 93 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1	420
Tabela 94 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1	421
Tabela 95 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1	422
Tabela 96 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1	423
Tabela 97 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº1 do ELU	426
Tabela 98 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº1 do ELU	427
Tabela 99 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº1 do ELU	428
Tabela 100 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2	430
Tabela 101 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2	431
Tabela 102 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2	432
Tabela 103 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2	434
Tabela 104 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2	435
Tabela 105 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2	436
Tabela 106 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2	437
Tabela 107 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2	440
Tabela 108 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2	441
Tabela 109 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2	442
Tabela 110 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2	443
Tabela 111 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº2 do ELU ..	446
Tabela 112 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº2 do ELU ..	447
Tabela 113 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº2 do ELU ..	448
Tabela 114 - Classe das secções transversais das carlingas rodoviárias	450
Tabela 115 - Resistência das secções transversais da carlinga rodoviária para o ELU	452
Tabela 116 - Resistência das secções transversais da carlinga rodoviária para o ELU	453
Tabela 117 - Resistência das secções transversais da carlinga rodoviária para o ELU	454

Tabela 118 - Resistência das secções transversais da carlinga rodoviária para o ELU.....	455
Tabela 119 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas rodoviárias para o ELU	458
Tabela 120 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas rodoviárias para o ELU	459
Tabela 121 - Classe das secções transversais das carlingas ferroviárias.....	462
Tabela 122 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU	464
Tabela 123 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU	465
Tabela 124 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU	466
Tabela 125 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU	467
Tabela 126 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU	468
Tabela 127 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU	469
Tabela 128 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas ferroviárias para o ELU	472
Tabela 129 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas ferroviárias para o ELU	473
Tabela 130 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas ferroviárias para o ELU	474
Tabela 131 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas ferroviárias para o ELU	475
Tabela 132 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU.....	478
Tabela 133 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU.....	479
Tabela 134 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU.....	480
Tabela 135 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU.....	481
Tabela 136 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU.....	482
Tabela 137 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU.....	484
Tabela 138 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU.....	485
Tabela 139 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU.....	486

Tabela 140 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU	487
Tabela 141 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU	488
Tabela 142 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU	489
Tabela 143 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU	490
Tabela 144 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU	491
Tabela 145 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU	492
Tabela 146 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU	493
Tabela 147 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU	494
Tabela 148 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU	495
Tabela 149 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU	498
Tabela 150 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU	499
Tabela 151 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU	500
Tabela 152 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU	501
Tabela 153 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU	502
Tabela 154 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU	503
Tabela 155 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU	504

1 INTRODUÇÃO

1.1 Preâmbulo

As pontes têm sido uma característica do progresso e evolução das civilizações desde dos primórdios seres humanos até aos dias de hoje. Com a construção de pontes, o Homem conseguiu alcançar novas terras, que até então eram inacessíveis devido a obstáculos como vales e rios, e não só contribuiu para o desenvolvimento económico das cidades junto às margens, mas também como ponto de entrada e de transação de mercadorias como no caso dos portos e alfândegas fluviais, o que permitiu o crescimento de toda a área envolvente. Cidades como Viana do Castelo onde passa o rio Lima, tem sido um exemplo de como as pontes adquirem um papel fundamental para o desenvolvimento da região onde se insere.



Figura 1 - Panorâmica sobre o rio Lima e Viana do Castelo

A ponte Metálica sobre o rio Lima (construída em 1877), figura 2, muito justamente considerado um belíssimo exemplar da arquitetura do ferro do século XIX, foi contruída pela nomeada Casa Eiffel de Paris, sob projeto de Gustave Eiffel, um dos mais arrojados engenheiros do mundo do século XIX [1].



Figura 2 - Ponte Eiffel, Viana do Castelo

Hoje porém, passados 136 anos desde a sua construção, e apesar de a mesma ter sido alvo de várias reabilitações ao longo dos anos, a estrutura começou a dar sinais de não corresponder às atuais necessidades de tráfego rodoferroviário, como às exigências funcionais impostas pelas normas atuais respetivamente. Para colmatar esse problema, umas das alternativas propostas seria uma ponte de tirantes. Também seria do ponto de vista inovador, a primeira ponte de tirantes rodoferroviária construída em Portugal.

As pontes de tirantes são estruturas bastantes eficazes do ponto de vista estrutural e estético. A ponte de tirantes é uma estrutura inovadora, que é ao mesmo tempo antigo e novo em termos de conceito. É antiga no sentido de que ela tem vindo a evoluir ao longo de um período de aproximadamente 400 anos, e de novo no que respeita a sua implementação moderna desde a década de 1950 na Alemanha depois da Segunda Guerra Mundial.



Figura 3 - Viaduto de Millau, França [2]

Nas pontes de tirantes, pode-se obter um grau de excelência tanto ao nível estrutural, como ao nível arquitetónico como no caso do viaduto de Millau, projetada pelo engenheiro de estruturas Francês Michel Virlogeux e pelo arquiteto Britânico Norman Foster (Figura 3).

1.2 Motivação e Objetivos do Projeto

A construção de pontes de tirantes em Portugal não é relativamente nada de novo, visto que são inúmeras as que existem dentro do panorama nacional. Porém das que existem, todas estão implementadas exclusivamente para tráfego rodoviário e pedonal. Relativamente ao tráfego ferroviário, em Portugal não existe até à data nenhuma com este tipo de tráfego. O que se conhece apenas são vários projetos para concurso para a Terceira Travessia do Tejo (Projeto TTT) que contemplam tráfego rodoviário e ferroviário, o que até ao momento está suspenso pelo Governo Nacional. Aliando o facto de em Viana do Castelo existir a necessidade de uma alternativa à ponte Eiffel, e juntando o facto de em Portugal não existir nenhuma obra de arte de tirantes rodoferroviária, seria de todo interessante e inovador em certa parte, estudar e projetar uma possibilidade de a travessia sobre o rio Lima em Viana do Castelo ser constituída por uma ponte de tirantes rodoferroviária. Justificada a motivação do tema, os objetivos principais do presente trabalho são:

- i) Compreensão e aquisição de conhecimento sobre funcionamento estrutural de pontes de tirantes: conceitos básicos, metodologias de conceção e de dimensionamento;
- ii) Conceção e desenvolvimento de um processo de projeto base de estruturas aplicada a uma ponte de tirantes destinada a tráfego rodoferroviário;
- iii) Aplicação do programa de cálculo automático Robot Structural Analysis, verificação da segurança e interpretação do comportamento estrutural da ponte de tirantes;

1.3 Enquadramento Conceptual

1.3.1 Viana do Castelo e o Rio Lima

Viana do Castelo é uma cidade Atlântica ao Norte de Portugal, localizada na margem direita do rio Lima, junto à sua foz, a uma altitude média de 5 metros. O concelho tem uma população de 40000 habitantes e uma área de 314 km² distribuída por 40 freguesias. A cidade detém um vasto património histórico-natural e monumental. A presença do rio confere à cidade uma vista panorâmica paisagista de excelência. O rio Lima foi navegável em 37 km durante séculos, desde a foz até montante de Ponte de Lima [3]. Esta cidade adquiriu grande desenvolvimento durante a presença romana devido às importantes vias de transporte que ali se cruzavam - a via fluvial e o importante eixo viário que ligava Braga, Tuy e Lugo.



Figura 4 - Vista sobre a cidade, o rio e os estaleiros navais de Viana do Castelo

Na Idade Média o tráfego fluvial-marítimo fazia-se até ao ancoradouro conhecido por Carregadouro, localizado um pouco a montante de Ponte de Lima. No século XV este porto recebia caravelas que mantinham comércio com a Irlanda e com portos mediterrâneos [4]. O assoreamento do leito do rio por um lado e o crescente desenvolvimento do porto de Viana do Castelo por outro, levaram a que Ponte de Lima viesse a perder a sua importância como porto fluvial. Viana do Castelo viria a tornar-se num importante porto pesqueiro e comercial.

1.3.2 Rede Ferroviária Portuguesa - Linha do Minho

Em 28 de outubro de 1856, foi inaugurado o primeiro troço ferroviário em território português. Ligava Lisboa à povoação do Carregado, a escassos 36 km de distância. Ao Norte o comboio chegou ligeiramente mais tarde. Só em 1875 é que foram inauguradas as Linhas do Minho (do Porto a Nine e Braga) e do Douro (do Porto a Penafiel). Em 1877 é finalizada a Ponte Maria Pia sobre o rio Douro. Construída pela famosa Casa Eiffel, lançada entre o Porto e Vila Nova de Gaia, estabelece finalmente a ligação física entre Lisboa e o Porto por caminho-de-ferro. Novas linhas são projetadas e construídas. A norte duas ligações internacionais foram estabelecidas: em 1886 o Porto liga-se à Galiza através de Valença, na Linha do Minho, e a Linha do Douro [5].

A Linha do Minho é uma ligação ferroviária que une as cidades do Porto e Valença. Primeiro até Barcelos, e depois segue em direção ao norte de Viana do Castelo, tendo na fase final, Valença. O projeto da Linha do Minho era vital para o desenvolvimento a norte do país, pois faria a ponte entre a região norte de Portugal com o norte de Espanha e, consequentemente, à Europa [6].



Figura 5 - Estação Ferroviária de Viana do Castelo

A importância do Norte de Portugal recuperar as ligações ferroviárias à Europa é destacado por vários especialistas em transportes. Mário Soares (IST, 2013) alertou para a importância de Portugal não ficar isolado do resto da Europa pela ferrovia. André Almeida (Associação Industrial do Minho, 2013) salientou a necessidade de um ‘pacto de regime’ político para assegurar a intermodalidade e a importância dos portos de Leixões e de Viana do Castelo terem ligações ferroviárias [7].



Figura 6 - Rede Ferroviária Portuguesa na Zona Norte [8]

O Minho é responsável por 20% das exportações, e estas precisam também de comboios, até dado o perigo da rodovia deixar de ser opção para alguns sectores [7].

1.4 Ponte Eiffel

1.4.1 Eng.º Gustave Eiffel: O Génio e Construtor

Alexandre Gustave Eiffel nasceu em 15 de dezembro de 1832 em Dijon, divisão administrativa Côte-d'Or, França. Descendente de família germânica, iniciou os seus estudos superiores em 1852, em Engenharia Química na Escola Central das Artes e Manufaturas em Paris, onde concluiu a licenciatura em 1855. Em 1856 sem perspectivas de emprego em vista, Eiffel tomou uma posição como secretário numa empresa de Engenharia Civil liderada por Charles Nepveu, que introduziu o domínio da construção ferroviária.



Figura 7 - Alexandre Gustave Eiffel [10]

Com apenas 26 anos de idade, em 1856, foi-lhe dada a responsabilidade por Charles Nepveu, de supervisionar a construção de uma ponte de ferro fundido, sobre o rio Garonne, perto da cidade de Bordéus - foi considerada uma proeza técnica [1] [9] [10] [11]. Em 1866 torna-se empresário e funda a empresa com o seu nome, uma empresa especializada em todo o tipo de construção metálica. Em 1875 negocia as duas obras realizadas por si até então: a estação de comboio em Pest, Hungria e a ponte Maria Pia no Porto [1] [11].

A ponte Maria Pia é uma das suas obras mais famosas, constituindo na altura da sua construção um novo recorde de vão de 160 metros (distância entre apoios) para um arco em estrutura metálica. A ponte Maria Pia, no Porto, trouxe grande prestígio a Eiffel pelo facto de ter sido construída a 62 metros de altura e num local onde o rio Douro atinge uma grande profundidade, o que impossibilita qualquer apoio intermédio [1].



Figura 8 - Ponte Maria Pia, Porto [12]

Entre 1875 e 1892 projetou e construiu por todo o país. As suas obras são maioritariamente pontes ferroviárias a Norte do Tejo, nas linhas do Leste, Norte, Minho, Douro e Beira Alta [1].

Destacam-se as seguintes obras de Eiffel em Portugal [13]:

- 1876 - Ponte Maria Pia sobre o Rio Douro na Linha do Norte e Ponte velha sobre o Rio Arade em Portimão;
- 1877 - Ponte de Viana sobre o rio Lima, ponte sobre o Cávado (já substituída) na Linha do Minho, Ponte de Vila Meã e Ponte de Canavezes sobre o Tâmega (já substituída) integrada na Linha do Douro;
- 1879 - Ponte sobre o Rio Coura em Caminha;
- 1880 - Ponte das Várzeas, Ponte do Milijoso, Ponte de Trezol, Ponte de Breda, Ponte do Criz e Ponte do Dão da Linha da Beira Alta;
- 1885 - Gares da Linha de Lisboa a Sintra e 15 Pontes da Linha Lisboa a Sintra;
- 1889 - Gare de Santa Apolónia em Lisboa;
- 1890 - Ponte de Vendas Novas;

Em 1880 Eiffel acompanhado de Maurice Koechlin, recebe a construção do viaduto Garabit que o torna famoso por causa de sua altura (122 metros) e da sua parabólica (Figura 9).



Figura 9 - Viaduto Ferroviário de Gabarit, França [12]

Em 1886, o governo francês lançou um concurso para a construção de uma torre que serviria de atração principal para a Feira Mundial de Paris em 1889. A proposta de Eiffel foi a vencedora de entre 700 apresentadas (Figura 10).

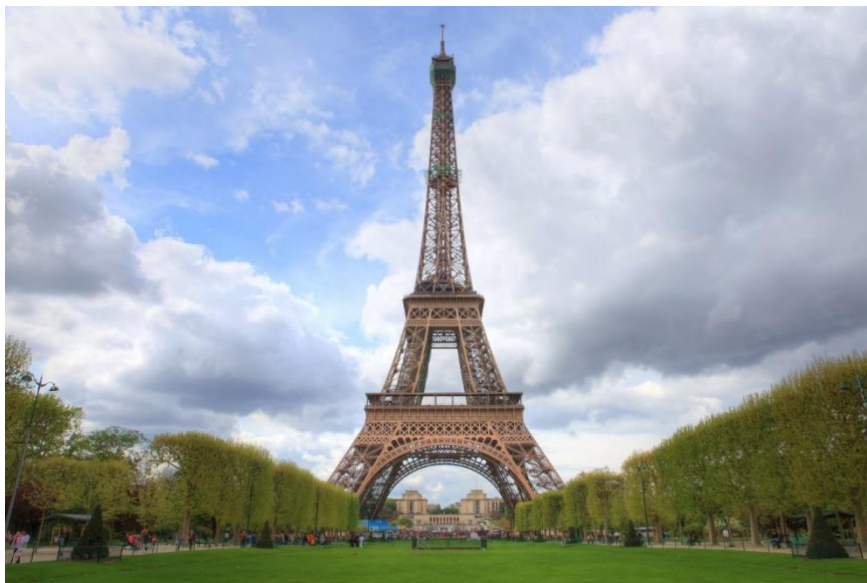


Figura 10 - Torre Eiffel, França [14]

Gustave Eiffel foi um grande empresário, aproveitando o seu bom faro para os negócios e para encontrar jovens engenheiros com grandes capacidades, como é o caso de Seyrig (responsável pelo projeto da ponte Luiz I no Porto e colaborador de Eiffel no projeto da ponte de Viana), Nougier e Koechlin. Em 27 de dezembro de 1923, Gustave Eiffel morre com a idade de 91 anos deixando um legado incontornável na engenharia de estruturas, principalmente nas pontes [1].

1.4.2 Referência Histórica

A Ponte Eiffel rodoferroviária sobre o rio Lima foi executada pela Casa Eiffel, segundo projeto de Gustavo Eiffel e Théophile Seyrig aprovado em agosto de 1876. A obra iniciou-se em março de 1877 e ficou totalmente concluída em maio de 1878. Está classificada como Património Municipal (Figura 11). A ponte foi construída por lançamento do tabuleiro através de uma plataforma de trabalho e um sistema de roletes apropriado. A ponte tem dois tabuleiros sobrepostos estando o tabuleiro ferroviário da linha do Minho ao km 80,323 apoiado na parte inferior das vigas treliçadas principais e o tabuleiro rodoviário apoiado na parte superior das mesmas vigas [15] [16].



Figura 11 - Panorâmica sobre a Ponte Eiffel

O tabuleiro é constituído por duas vigas treliçadas principais retas e contínuas com 7,5 m de altura afastadas de 5,20 m. São do tipo rótula múltipla com diagonais cruzadas dispostas a 45° formando painéis com 2,70 m de lado. Os passeios têm 0,85 m de largura, apoiados através de consolas nas vigas principais. Longitudinalmente a ponte apresenta um desenvolvimento total de 10 vãos (Figura 12) com a seguinte distribuição [15] [16]:

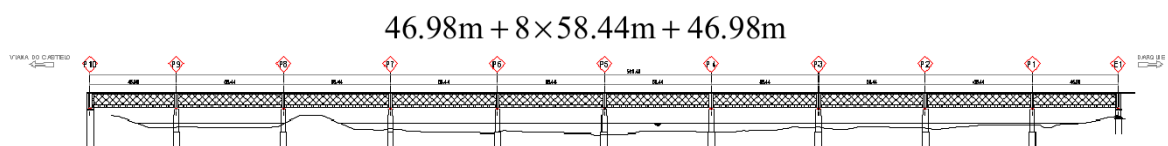


Figura 12 - Alçado Longitudinal da Ponte Eiffel [15]

O tabuleiro apoia em 11 pilares de alvenaria de granito aparelhado constituindo os 2 extremos pilares encontros, que servem também de apoio aos viadutos de acesso (figura 12) [15].



Figura 13 - Ponte Eiffel, Vista da margem direita

O apoio do tabuleiro nos pilares é feito através de aparelhos de apoio do tipo móvel na direção longitudinal em todos os pilares e encontros à exceção do pilar P5 em que esses apoios são fixos [15].



Figura 14 - Aparelhos de Apoio do tipo móvel e do tipo fixo [15]

Os pilares são retangulares, cujos topos consistem em meios-círculos. A face reta tem sempre 5.56 m de comprimento. Os topos têm um raio de 1.32 m no cabeçote, 1.20 m na zona das cantarias imediatamente abaixo do cabeçote e 1.41 m na base do pilar (embasamento).

1.5 Estrutura e Organização do Projeto

O presente trabalho académico está estruturado em 9 capítulos, e também com inclusão de informação em anexos. No presente capítulo 1 - Introdução - está referida a parte inicial do tema, isto é, o enquadramento do tema proposto, tendo em vista a ponte atual que está em serviço, a cidade e o rio Lima, como as justificações para o tema escolhido.

No capítulo 2 - Estado da Arte - pretende-se iniciar a apresentação do estudo das pontes de tirantes, começando por compreender como evoluíram ao longo do tempo, compreender as tipologias e o funcionamento estrutural das pontes desta natureza e dos seus elementos constituintes, por forma a poder posteriormente aplicar o conhecimento na resolução do problema proposto. Também serão abordadas as poucas pontes existentes no mundo rodoferroviárias em pontes de tirantes.

No capítulo 3 - Análise Preliminar do Projeto - será abordada a formulação do problema proposto e a apresentação dos vários critérios para um bom projeto, bem como serão abordados os passos iniciais como as restrições e condicionantes a ter em atenção para o dimensionamento. Será também apresentado um especto importante relativamente aos locais estudados para a implantação da obra de arte, bem como as justificações da escolha final.

No capítulo 4 - Materiais e Equipamentos - são descritos os materiais e equipamentos usados no projeto, como as suas características mecânicas.

No capítulo 5 - Quantificações e Combinações de Ações - serão determinadas as ações permanentes e de sobrecarga atuantes na estrutura, bem como as combinações necessárias para obtenção dos esforços máximos absolutos e mais desfavoráveis na estrutura.

No capítulo 6 - Otimização e Pré-Dimensionamento Estrutural - são apresentadas varias soluções do tabuleiro, como também a configuração dos planos dos tirantes, e procede-se ao estudo da melhor solução estrutural tendo em vista a otimização e pré-dimensionamento de todos os elementos estruturais que compõem a obra de arte. Neste capítulo serão abordados vários sistemas e configurações estruturais, tendo em vista a economia e a segurança estrutural. Também é de realçar que todas as tomadas de opções são justificadas de acordo com os critérios adotados referidos no início do capítulo.

No capítulo 7 - Análise e Verificação da Segurança Estrutural - é referido como é efetuada a modelação da estrutura no programa de cálculo automático, como também as justificações de todas as opções tomadas na correção da estrutura em relação aos valores teóricos pré-dimensionados. Por fim é efetuado o dimensionamento da estrutura e a verificação dos esforços e deformações de acordo com a regulamentação em vigor.

No capítulo 8 - Estimativa Orçamental - é realizada uma análise de custos da estrutura, bem como os custos ordenados por categorias relativamente aos materiais.

No capítulo 9 - Considerações Finais - são apresentadas as principais conclusões do trabalho, eventuais reconsiderações e desenvolvimentos futuros.

2 ESTADO DA ARTE

2.1 Evolução Histórica das Pontes de Tirantes

2.1.1 O Início

O princípio de apoiar um tabuleiro de uma ponte por elementos inclinados em tração ancorados em torres em cada lado do vão é conhecido há séculos, mas não se tornou uma opção interessante até o início do século XIX, quando barras de ferro forjado e, posteriormente, fios de aço, foram desenvolvidos com uma resistência à tração de confiança.

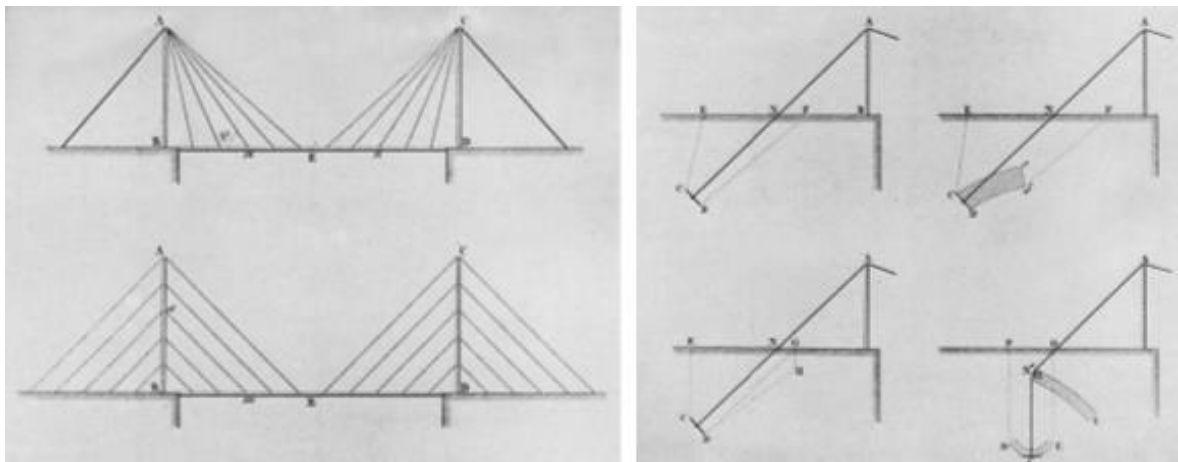


Figura 15 - Sistema de Pontes investigado por Navier em 1823 [17]

Em 1823, o famoso engenheiro e cientista francês Claude Navier publicou os resultados de um estudo sobre pontes com a plataforma rígida por correntes de ferro forjado e com uma geometria como mostra o desenho original na figura 15 [17] [21]. Nas primeiras pontes de tirantes, uma vez que a sua ligação às vigas e às torres era efetuada por conexão rígida, verificava-se que alguns tirantes apresentavam folga desnecessária e outros encontravam-se com esforços excessivos. Resultou então num número limitado de pontes de tirantes que

foram construídas até à década de 1950, enquanto os sistemas de suspensão combinado com o atirantado permaneceram em muitas pontes importantes construídas na segunda metade do século XIX. Como exemplo, a ponte Albert no rio Tamisa, em Londres, de 1873 (Figura 16) [17] [21].



Figura 16 - Ponte Albert, Reino Unido [18]

A combinação do sistema em suspensão e atirantado também foi aplicado em França na década de 1880, mas as mais notáveis pontes deste tipo foram desenhados por John Roebling e construídas nos Estados Unidos - entre elas o mais longo cabo do século XIX: a ponte de Brooklyn (Figura 17) [17] [21].



Figura 17 - Ponte Brooklyn, Estados Unidos da América [19]

2.1.2 Introdução ao Sistema Auto Ancorado

No fim do século XIX e início do século XX, o engenheiro francês Albert Giscard desenvolveu nas pontes um sistema de ancoragem dos tirantes ao exterior, um sistema em que o tabuleiro ficava completamente tracionado, pelo que, eram adicionados cabos

horizontais ao tabuleiro para resistir a esses tipos de esforços [17] [27]. Na década de 1920 o sistema desenvolvido por Gislard foi substituído pelo sistema auto ancorado com compressão no tabuleiro em vez de tração - por exemplo, utilizado na Ponte Lezardrieux de 1925 (Figura 18). Então, os sistemas modernos, aplicando o sistema auto ancorado nas pontes atirantadas, foram desenvolvidos naquela época.



Figura 18 - Ponte Lezardrieux, França [26]

A suspensão combinada com o sistema atirantado foi amplamente utilizada no final do século XIX e foi abandonada no início do século XX e substituída por sistemas de suspensão puro. No entanto, em 1938, Dischinger propôs um sistema no qual a parte central do vão fosse realizado por um sistema de suspensão e as outras partes fossem realizadas pelo cabos atirantados radiais a partir do topo do pilar [17] [21]. Em conexão com a reconstrução de pontes alemãs do pós Segunda Guerra Mundial, o sistema Dischinger foi proposto em várias ocasiões (Figura 19), mas nunca foi usado para a construção real. Dischinger afirmava que as pontes de tirantes de Roebling eram completamente ineficientes [17]. Embora nunca tenha sido adotada para construção propriamente dita, as propostas por Dischinger, sem dúvida, tiveram uma influência considerável sobre a introdução subsequente da pura ponte atirantada [17].

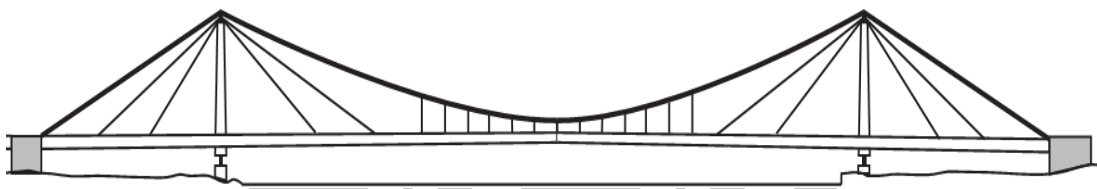


Figura 19 - Ponte proposta de Dischinger entre Köln e Mühlheim, Alemanha [17]

A Ponte Strömsund, que é considerada como a primeira ponte atirantada moderna, foi projetada por Dischinger. A ponte era do tipo três-vãos, um sistema igualmente utilizado

para pontes suspensas, e tinha um vão principal de 182,6 m e dois vãos laterais de 74,7 m (Figura 20). Os tirantes eram organizados de acordo com o sistema de leque puro, com dois pares de tirantes radiados no topo de cada torre. As torres em aço suportam os dois sistemas de cabos verticais dispostos em ambos os lados do tabuleiro da ponte [17] [21]. O tabuleiro contém duas vigas posicionadas do lado de fora dos planos de cabos para permitir uma "invisível" ancoragem dos tirantes dentro das vigas do tabuleiro [17] [21].



Figura 20 - Ponte Strömsund, Alemanha [20]

2.1.3 A Era da Alemanha

Depois da Ponte Strömsund, a próxima ponte de tirantes a ser erguida foi a ponte Theodor Heuss sobre o Reno, em Düsseldorf - aberta ao tráfego em 1957 (Figura 21). Com um vão principal de 260 m e um vão lateral de 108 m, era consideravelmente maior que a Ponte Strömsund. Além disso, a ponte Theodor Heuss foi mais inovadora, introduzindo o sistema de tirantes em forma de harpa, com cabos paralelos ancorados a duas torres.



Figura 21 - Ponte Theodor Heuss, Alemanha [24]

A segunda ponte atirantada a ser erguida na Alemanha foi a Ponte Severins em Köln, construída no sistema do tipo leque (Figura 22). Esta ponte apresentou a primeira aplicação

de uma torre em forma de A, com a forma dos planos dos cabos inclinados transversalmente, e foi a primeira a ser construída como uma ponte assimétrica de dois vãos, com uma única torre posicionada em apenas uma das margens do rio [17] [21].



Figura 22 - Ponte Severins, Alemanha [22]

A terceira ponte atirantada alemã, a Ponte Norderelbe em Hamburgo (Figura 23), apresentou um plano central de cabos posicionados no centro da via, um sistema que, nos anos seguintes se tornou o sistema preferido para a maioria das pontes de tirantes a serem construídas na Alemanha - assim como em vários outros países.



Figura 23 - Ponte Norderelbe, Alemanha [23]

Em algumas das suas outras características de projeto, a Ponte Norderelbe era a mais incomum na época, com torres de altura de duas vezes a necessária por razões estruturais. Depois da Ponte Norderelbe veio a Ponte Leverkusen (inaugurada em 1964) sobre o Reno. Esta ponte (Figura 24) tinha o mesmo plano de tirantes organizado centralmente, enquanto aqui o sistema de cabos era da configuração em harpa com dois conjuntos conectados a cada

mastro. Cada tirante era composto por dois cabos individuais compostos por sete fios do tipo locked-coil [17] [21].



Figura 24 - Ponte de Leverkusen, Alemanha [25]

2.1.4 O Sistema Multicabos

Nas pontes construídas no final da década de 1950 e início da década de 1960, cada tirante era geralmente composto por várias vertentes pré-fabricadas para alcançar os vãos necessários, com um número limitado de tirantes. No entanto, o arranjo composto por vários cordões de cada tirante originou um número de inconvenientes, tais como a fixação complicada no tabuleiro e dificuldade na substituição/manutenção dos cabos. Estas desvantagens podiam ser eliminadas se o número de tirantes aumentasse de modo a que cada tirante fosse feito por um único cordão, o que levou à introdução do sistema de multicabos [17]. As duas primeiras pontes construídas com o sistema multicabos, foram as pontes sobre o rio Reno, Friedrich Ebert e Rees, ambas projetadas por H. Homberg.



Figura 25 - Ponte Friedrich Ebert, Alemanha [29]

A ponte Friedrich Ebert (Figura 25) apresentou um plano central de cabos com duas torres, cada uma suportando 2×20 tirantes, com diâmetros variando entre 91 e 123 mm, com um vão central de 280 m e dois vãos laterais de 120 m cada. A ponte Rees (Figura 26) apresentou dois planos de cabos, cada um contendo um sistema multicabo em forma de harpa com 2×10 tirantes, com um vão central de 255 m e dois vãos laterais de 104 m cada [17] [29].



Figura 26 - Ponte Rees, Alemanha [30]

O sistema multicabos conduziu a um maior suporte dos tabuleiros, aproximando-se de uma estrutura em viga contínua e, ao mesmo tempo, as forças dos cabos transmitidas em cada ponto de ancoragem foram reduzidas, evitando assim um reforço no tabuleiro para as ancoragens. Durante o processo construtivo, também existem vantagens, devido às sucessivas consolas da plataforma serem mais curtas. Essas vantagens resultaram posteriormente numa aceitação geral do sistema de multicabos em quase todas as pontes atirantadas. No entanto, mais tarde, percebeu-se que o sistema multicabos apresentava algumas desvantagens, tais como uma maior vulnerabilidade para as excitações e aumento da ação do vento sobre o sistema de cabos [17].

Em 1969, uma ponte atirantada notável, a Ponte Knie (Figura 27), foi aberta ao tráfego em Düsseldorf. Nesta ponte a configuração dos tirantes era em harpa, com relativamente poucos tirantes paralelos, mas em contraste com pontes anteriores com o sistema em harpa, foram adicionados suportes intermédios sob todos os pontos de ancoragem dos cabos na extensão lateral. Este aumento de eficiência do sistema em harpa foi de tal modo, que foi possível usar um tabuleiro bastante esbelto, com uma secção transversal aberta, ou seja, com uma

insignificante rigidez de torção. Na ponte Knie a disposição assimétrica é semelhante à da ponte de Severins, que foi construída com o mastro colocado apenas numa das margens do rio [17].



Figura 27 - Ponte Knie, Alemanha [31]

2.1.5 Os Primeiros Cordões do Tipo Parellel-Wire

Em 1972, a conclusão da ponte de Mannheim-Ludwigshafen (Figura 28) sobre o rio Reno marcou a primeira aplicação dos cordões do tipo Parellel-Wire numa grande ponte atirantada. Cada cordão com 295 fios galvanizados de 7 mm de diâmetro, foi ancorado com um aumento da resistência à fadiga devido à aplicação de um material de enchimento a frio, contendo composto de epóxi [17]. Além disso, a ponte de Mannheim-Ludwigshafen introduziu uma interessante combinação de materiais, com o tabuleiro feito inteiramente de aço no vão principal e de betão no vão lateral [17] [21].



Figura 28 - Ponte Mannheim-Ludwigshafen, Alemanha [32]

A combinação de materiais utilizada é justificada pelo facto do vão lateral (com aplicação de pilares intermédios) ter 65 m, enquanto o vão principal tinha um comprimento de 287 m. Na verdade, a maior carga do peso próprio no vão lateral mostrou ser mais vantajoso, pois reduziu a exigência de uma ancoragem vertical do tabuleiro no vão principal, devido ao autoequilíbrio [17]. A combinação de tabuleiros de betão com apoios intermédios no vão lateral e de aço do vão principal foi posteriormente utilizada em várias notáveis pontes atirantadas na década de 1980 e 1990.

A ponte atirantada Köhlbrand (construída entre 1970-1974) no porto de Hamburgo (Figura 29), apresentou a primeira aplicação do sistema de multicabo numa ponte com duplo plano de tirantes, com um mastro em forma de Y-invertido. O sistema em semi-leque utilizado na ponte revelou-se de uma elevada eficiência, apresentando vantagens não só na conceção da estrutura, mas também durante o processo construtivo, em que não foram necessários quaisquer suportes e tirantes temporários [17].



Figura 29 - Ponte Köhlbrand, Alemanha [33]

Da mesma época é outra notável ponte atirantada alemã construída: a ponte de Düsseldorf-Flehe (construída entre 1976-1979) sobre o Reno (Figura 30). Apesar de um comprimento do vão principal de 367 m, foi concebida para um tipo de ponte de dois-vãos com apenas um mastro numa das margens do rio. Isso exigiu um mastro com uma altura de 150 m acima do solo. Em contraste com a prática geral alemã, o mastro foi construído em betão, e com uma configuração de um lambda (λ), para dar suporte ao plano de cabos central, com um sistema de cabos em forma de harpa no vão lateral e em semi-leque no vão principal. Por

um período de quase vinte anos, a evolução das pontes atirantadas era de uma extensão muito grande na Alemanha, tendo nos anos seguintes a tecnologia deste tipo de pontes sido deslocada para outros locais no globo [17].



Figura 30 - Ponte Flehe, Alemanha [34]

2.1.6 A Evolução Fora da Alemanha

Durante o final dos anos 1950 e os anos 1960, apenas foram construídas fora da Alemanha um número relativamente modesto de pontes atirantadas, sendo que, a maior parte destas pontes foram inteiramente baseadas na filosofia de projeto alemão. No Reino Unido, a Ponte Wye concluída em 1965 (Figura 31), próxima da ponte suspensa Severn, foi bastante singular por ter apenas um conjunto de tirantes [17].



Figura 31 - Ponte Wye, Reino Unido [35]

Baseado num conceito de conceção semelhante, seguiu-se em 1971, a Ponte Erskine na Escócia (Figura 32). Apesar do vão principal ter um comprimento considerável, também teve apenas um conjunto de tirantes em dois mastros, com o tabuleiro de 305 m de

comprimento no vão principal e 100 m no vão lateral sem pilares intermédios [17]. Apesar disso, o tabuleiro foi projetado com uma altura de apenas 3,05 m, que é da mesma magnitude do encontrado em pontes atirantadas, com um número superior de tirantes em intervalos muito menores. Cada tirante teve de ser projetado com uma grande secção transversal, com 24 fios helicoidais de 76 milímetros de diâmetro cada um. Durante o processo construtivo com apenas um tirante permanente em cada mastro, foi necessário usar dois tirantes temporários para reduzir o momento fletor no tabuleiro [17].



Figura 32 - Ponte Erskine, Escócia [36]

Na França, a conclusão em 1975 da ponte de Saint-Nazaire (Figura 33) sobre o rio Loire marcou um passo evolutivo para as pontes de tirantes, uma vez que foi a primeira ponte deste tipo a abranger um vão de 400 m. Os mastros foram concebidos numa configuração em A, com a parte superior em aço e a parte inferior em betão. Os tirantes são no sistema multicabos com uma configuração em leque, com cada tirante feito de um único cordão do tipo locked-coil [17].



Figura 33 - Ponte de Saint-Nazaire, França [37]

A primeira grande ponte atirantada com um sistema de ligação dos cabos ao exterior (ancoragem a terra), foi a ponte Indiano (Figura 34) perto de Florença, em Itália, que

apresentava um vão principal de 206 m de comprimento, apoiada por dois sistemas em leque a partir do topo do mastro com 45 m de altura. A partir das torres, os cabos do vão lateral ancoram em blocos exteriores, que transmitem tanto as componentes verticais como as horizontais para o solo. Os problemas relacionados com a construção de pontes atirantadas com sistemas de cabos ancorados ao exterior foram superados na ponte Indiano erigindo o tabuleiro sobre pilares temporários antes de construir as torres e o sistema dos cabos [17].



Figura 34 - Ponte Indiano, Itália [38]

2.1.7 As Pontes de Tirantes de Betão

Nas duas primeiras décadas após a conclusão da Ponte Strömsund, a evolução das pontes atirantadas foi em grande parte dominada pelas pontes em aço com tabuleiros ortotrópicos com placa de aço ou tabuleiros em caixão com torres com secções ocas. No entanto, como uma exceção notável a partir desta ponte atirantada com umas proporções incomuns (e com base numa filosofia de conceção muito diferente) já havia sido concluída em 1962: a Ponte Maracaibo, na Venezuela, projetada por Riccardo Morandi (Figura 35). Nesta ponte ambos os mastros e o tabuleiro eram feitos de betão, introduzindo assim um material estrutural que anteriormente não tinha sido utilizado nos principais elementos estruturais de pontes atirantadas. Além disso, foi a primeira ponte atirantada com vários vãos em relação à conceção comum de pontes do tipo de três-vãos. Para permitir o tráfego de navios que entravam e saíam do lago Maracaibo, optou-se por construir uma ponte com cinco vãos principais de 235 m de comprimento cada um.



Figura 35 - Ponte Maracaibo, Venezuela [39]

Cada um desses vãos compreende uma consola dupla suportada por apenas um par de tirantes que irradiam a partir do mastro com geometria triangular, para estabilizar o sistema para cargas assimétricas. A aplicação de apenas um conjunto de tirantes exigiu um pesado tabuleiro em caixão desde os mastros até ao ponto de suporte dos tirantes, o que exigiu durante o processo construtivo um grande cimbra para a cofragem. A Ponte Maracaibo foi mais tarde seguida por outras duas grandes pontes atirantadas projetados por Morandi, a ponte Polcevara em Génova (Figura 36) e a ponte Wadi Kuf na Líbia (Figura 37).



Figura 36 - Ponte Polcevara, Itália [40]

No entanto, todos os projetos de Morandi eram de um estilo tão pessoal, que não vieram a servir de modelo para as pontes atirantadas futuras.



Figura 37 - Ponte Wadi Kuf, Líbia [41]

A pioneira entre o tipo de ponte atirantadas de betão, que se tornou mais na “moda”, foi a Ponte Donaukanal em Viena (Figura 38), com um vão central de 119 m. O tabuleiro era em caixão com os tirantes do tipo parallel mono strands.

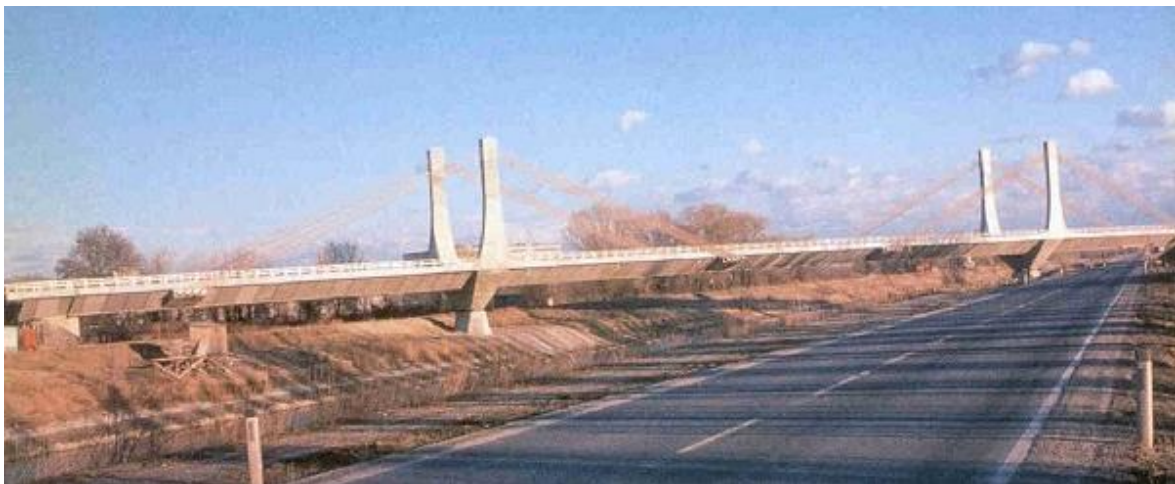


Figura 38 - Ponte Donaukanal, Áustria [42]

A aplicação do sistema multicabos numa ponte atirantada de betão foi realizada pela primeira vez na Ponte Brotonne no rio Sena, em França em 1977 (Figura 39). Nesta ponte os tirantes são formados por um único plano central, combinado com o tabuleiro em caixão que foi feito parcialmente em elementos pré-fabricados. Os tirantes são formados por cordões com 7 fios galvanizados cada um, sendo o mesmo tipo usado no pré-esforço do tabuleiro. A proteção contra corrosão dos cabos foi realizada através de inserção de bainhas de aço inoxidável, que posteriormente foram preenchidas com calda de cimento.



Figura 39 - Ponte Brotonne, França [43]

Um outro exemplo da utilização do sistema multicabos numa ponte atirantada em betão pode ser vista em Pasco-Kennewick nos Estados Unidos da América (Figura 40). A ponte contém um duplo sistema de tirantes em leque, em que os tirantes são formados por um único cordão composto por vários fios paralelos envolvidos por um tubo de polietileno.



Figura 40 - Ponte Pasco-Kennewick, Estados Unidos da América [44]

A superioridade das pontes atirantadas sobre águas navegáveis foi demonstrada no início dos anos 1980, quando a ponte Tjörn (Figura 41) foi construída para substituir a ponte em arco original, depois de ter sido atingida por um navio. A nova ponte foi construída com um vão central de 366 m, tendo mais 86 m de extensão em relação à ponte antiga em arco. A ponte Tjörn pertence à serie de pontes atirantadas com diferentes materiais estruturais nos

vãos central e lateral. Os vãos laterais foram projetados como uma viga de betão contínua com pilares intermédios, suportando cada ponto de ancoragem dos tirantes, enquanto o vão central foi projetado como uma caixa de aço com uma plataforma ortotrópica.



Figura 41 - Ponte Tjörn, Suécia [45]

Durante os anos 1980 a construção de pontes atirantadas foi reduzida consideravelmente na Europa em comparação com as décadas anteriores, e na maioria das pontes construídas não se afastou muito da magnitude e/ou características de projeto das já construídas. No entanto, havia algumas exceções a essa tendência. Em 1984, a conclusão da ponte de Barrios de Luna em Espanha (Figura 42) deu mais uma indicação da competitividade do betão como material estrutural, não só para os mastros, mas também nos tabuleiros das pontes atirantadas. Com um vão principal de 440 m, a ponte Barrios de Luna ultrapassou a extensão da ponte São Nazaire por uma margem de quase 10% e tornou-se, por alguns anos, a recordista entre pontes atirantadas.



Figura 42 - Ponte Barrios de Luna, Espanha [46]

A ponte Farø na Dinamarca (Figura 43) foi inaugurada em 1985 e é composta por um vão central de 290 m suportado por um plano central cabos. O tabuleiro tinha sido originalmente projetado como uma secção em caixão em betão, mas uma proposta alternativa projetada numa secção em caixa de aço provou ser mais competitiva, e acabou por ser escolhida para a construção. As torres em betão formaram as maiores torres em forma de diamante originalmente introduzidas na Ponte Köhlbrand.



Figura 43 - Ponte Farø, Dinamarca [47]

A Ponte Rama IX (Figura 44) em Bangkok foi projetada por Homberg, formada por um sistema plano central de cabos combinado com um vão central de 450 m. O sistema de cabos é do tipo multicabo, numa configuração em semi-leque. O tabuleiro é constituído por uma secção transversal quase-trapezoidal, dividida por cinco células interiores com uma altura total de 4 m para uma largura de 32,5 m.



Figura 44 - Ponte Rama IX, Tailândia [48]

2.1.8 A Experiência Americana

Uma das pontes atirantadas pioneiras na América do Norte, concluída em Montreal em 1969 foi a ponte Papineau (Figura 45) com um vão central de 241 m. Essa ponte pode assemelhar-se à ponte de Leverkusen e a outras pontes alemãs, com um plano central de cabos combinada e com uma secção transversal em caixão de aço. O sistema de cabos era do tipo leque com apenas dois conjuntos de tirantes que irradiava de cada topo dos mastros.



Figura 45 - Ponte Papineau, Canadá [49]

A construção de outras pontes tinha sido bastante reduzida na América do Norte durante os anos 1960 e início dos anos 1970, mas a partir de então, a situação mudou-se radicalmente. Na Flórida uma colisão accidental de um navio deu uma clara indicação da inadequação da abertura de navegação de 250 m de comprimento da velha ponte. Então, decidiu-se substituir as duas pontes paralelas existentes por uma única ponte atirantada de 360 m de vão central.



Figura 46 - A velha e a nova ponte Sunshine Skyway, Estados Unidos da América [50]

Para a construção da ponte (Figura 47) foram lançadas duas propostas, uma com um tabuleiro misto de aço-betão com dois planos de cabos, e outra com um tabuleiro com secção transversal em caixão de betão e com um plano central de tirantes. A escolha final recaiu para a ponte de betão de acordo com um projeto baseado nos princípios inicialmente introduzidas na construção da ponte Brotonne em França. Com um vão de 366 m a ponte Sunshine Skyway no ano da sua conclusão, em 1986, era a maior ponte atirantada dos EUA



Figura 47 - Pormenor do tabuleiro da ponte Sunshine Skyway, Estados Unidos da América [51]

Seguindo as características da nova ponte Sunshine Skyway, o conceito foi posteriormente aplicado em outra ponte da América do Norte, a ponte Alex Fraser em Vancouver, no Canadá (Figura 48). Com um vão central de 465 m, a ponte Alex Fraser tornou-se a recordista das pontes atirantadas por um período de cinco anos.



Figura 48 - Ponte Alex Fraser, Canadá [52]

As potencialidades do conceito de interação mista no tabuleiro foram claramente demonstradas durante a construção da ponte Alex Fraser. Assim, a distância longitudinal entre tirantes no tabuleiro foi facilmente realizada pelas longarinas de aço relativamente leves, permitindo assim, no processo construtivo, a colocação total dos tirantes antes de erguer o pavimento em lajes pré-fabricadas de betão. Ao mesmo tempo, a laje de betão foi utilizada eficientemente, para transferir a compressão axial das longarinas induzidas pela componente horizontal das forças dos tirantes. A vantagem da aplicação de longarinas com interação mista em pontes de tirantes deveu-se à construção da ponte Alex Fraser, em que esse sistema foi gradualmente preferido para a maioria das pontes atirantadas na América do Norte.



Figura 49 - Pormenor do tabuleiro da ponte Alex Fraser, Canadá [53]

Nos EUA, a tendência geral na década de 1980 foi de simplificar o projeto especialmente nas longarinas das pontes de tirantes. Dentro das pontes de betão, um bom exemplo desta tendência foi a ponte Dames Point em Jacksonville, na Flórida (Figura 50). Com um vão principal de 396 m, a ponte Dames Point superou a ponte Sunshine Skyway como a ponte atirantada mais longa de betão na América do Norte. O sistema de cabos da ponte Dames Point é o sistema multicabo em harpa, suportada por mastros de betão com uma rigidez de flexão considerável na direção longitudinal. Assim, a ponte ficou com um sistema de cabos

com características muito boas de deformação, de modo que o tabuleiro apresente uma altura de apenas 1,5 m correspondendo a $1/260$ do vão principal.



Figura 50 - Ponte Dames Point, Estados Unidos da América [54]

O sistema estrutural do tabuleiro da ponte Dames Point (Figura 51) corresponde ao da ponte de Alex Fraser, isto é, com duas vigas longitudinais por baixo dos planos dos cabos e numerosas vigas transversais. Contudo, na ponte Dames Point as longarinas são feitas em betão com uma altura de 1,5 m e uma largura de 2,5 m, permitindo uma ancoragem mais eficiente dos cabos.



Figura 51 - Pormenor do tabuleiro da ponte Dames Point, Estados Unidos da América [55]

2.1.9 O Desenvolvimento Asiático

No Japão, em Tóquio, foi superado no final de 1980 um complicado problema de projeto através da construção de primeira ponte atirantada curva do mundo - a ponte Katsuhika - compreendendo um plano central de tirantes (Figura 52).



Figura 52 - Ponte Katsuhika, Japão [56]

Uma ponte atirantada elegante - a ponte Meiko Nishi - foi concluída em 1985, no porto de Nagoya (Figura 53) com um vão central de 405 m e um vão lateral de 176,5 m. A plataforma era constituída por um semi-caixão de aço, suportada por dois planos de tirantes inclinados transversalmente a partir do topo das torres em forma de A. Atendendo ao modo como as torres e a configuração em semi-leque dos tirantes estão formados, a ponte Meiko Nishi constitui um bom exemplo de uma ponte atirantada altamente eficiente.



Figura 53 - Ponte Meiko Nishi, Japão [57]

A construção de pontes atirantadas modernas na China iniciou-se em 1972, relativamente tarde em comparação com outros países desenvolvidos. Ao longo dos últimos 30 anos este tipo de tecnologia foi sendo desenvolvido em três etapas. No primeiro período entre 1972-1982, algumas pontes atirantadas de betão foram construídas. A conclusão da ponte Jinan (Figura 54) sobre o rio Amarelo, em 1982, com um vão principal de 220 m pode ser considerada como uma conclusão bem-sucedida desse período de aprendizagem.



Figura 54 - Ponte Jian, China [58]

No segundo período de 1982-1990, 19 pontes atirantadas foram construídas em 12 províncias, o principal espaço de comprimento foi aumentado para 260 m para a ponte Yonghe (Figura 55), e 288 m para a ponte Dongying (Figura 56), que era a única ponte atirantada com um tabuleiro de aço naquele momento.



Figura 55 - PonteYonghe, China [59]



Figura 56 - Ponte Dongying, China [60]

No terceiro período nos anos 1990, muitas pontes atirantadas com vão além dos 400 m foram construídas seguindo as experiências obtidas. A construção bem-sucedida da ponte Nanpu em Xangai (Figura 57), com um vão principal de 423 m, incentivou os engenheiros de pontes a projetar e construir pontes atirantadas de longa extensão. Até agora, mais de 100 pontes atirantadas foram construídas na China, sendo que a China pode ser o país com mais pontes atirantadas construídas no mundo.



Figura 57 - Ponte Nanpu, China [61]

2.2 Pontes Atirantadas Rodoferroviárias

2.2.1 Ponte Zárate-Brazo Largo - Argentina

As pontes Zárate-Brazo Largo são duas pontes atirantadas rodoferroviárias na Argentina, que atravessam o rio Paraná entre as cidades de Zárate, província de Buenos Aires, e Brazo Largo, Província de Entre Ríos. Foram as primeiras pontes atirantadas a combinar o tráfego rodoviário e ferroviário. As pontes Zárate-Brazo Largo (Figura 58) formam um sistema importante da infraestrutura de vias de comunicações na Argentina, realizando a ligação terrestre entre a Argentina, o Uruguai e o Brasil. As pontes foram construídas durante os anos de 1972-1977 e abertas ao tráfego rodoviário em 1977 e ao tráfego ferroviário em 1978.



Figura 58 - Ponte Guazú, Argentina [63]

Uma das pontes - a ponte Guazú projetada pelo engenheiro italiano Fabrizio de Miranda, com a colaboração de Fritz Leonhardt - foi construída com um desenvolvimento total de 550 m, com um vão principal de 330 m e dois vãos laterais de 110 m, para um sistema de tirantes em leque. As torres têm uma altura de 110 m, encontrando-se o vão principal a 50 m acima do nível das águas do rio Paraná, o que permite a passagem de grandes navios.

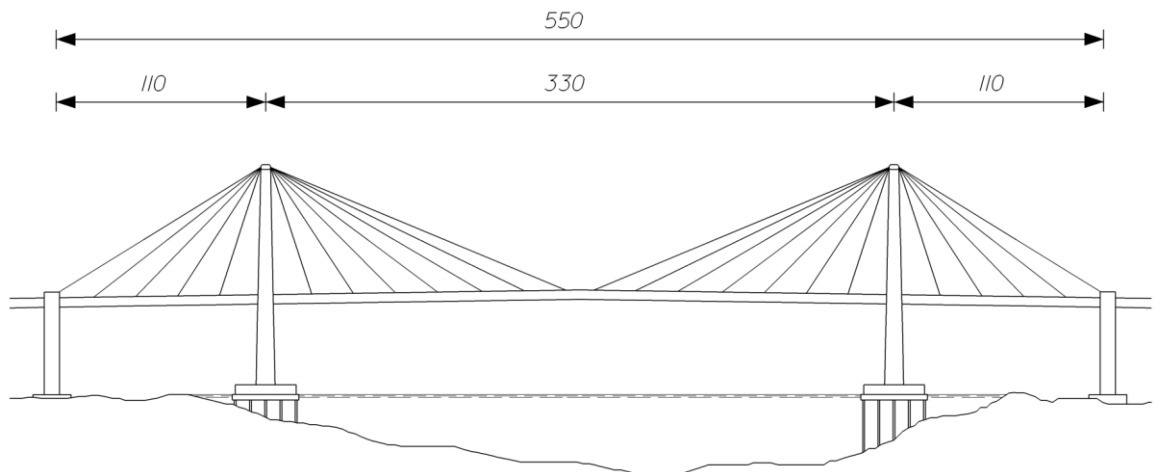


Figura 59 - Alçado longitudinal da ponte Guazú (unidades em m) [62]

O tabuleiro foi concebido com uma altura de 2,6 m (Figura 60), para garantir a ligação rodoviária com 4 faixas de rodagem e uma única linha férrea colocada excêntrica. Devido às características do tráfego combinado, originou problemas especiais no projeto, que de certa forma foram acentuadas pela posição excêntrica unilateral da única linha férrea. Por esse motivo, foi necessário o uso de diferentes dimensões para os tirantes nos dois lados, em que os cabos com maiores dimensões ficaram no lado da passagem da ferrovia.

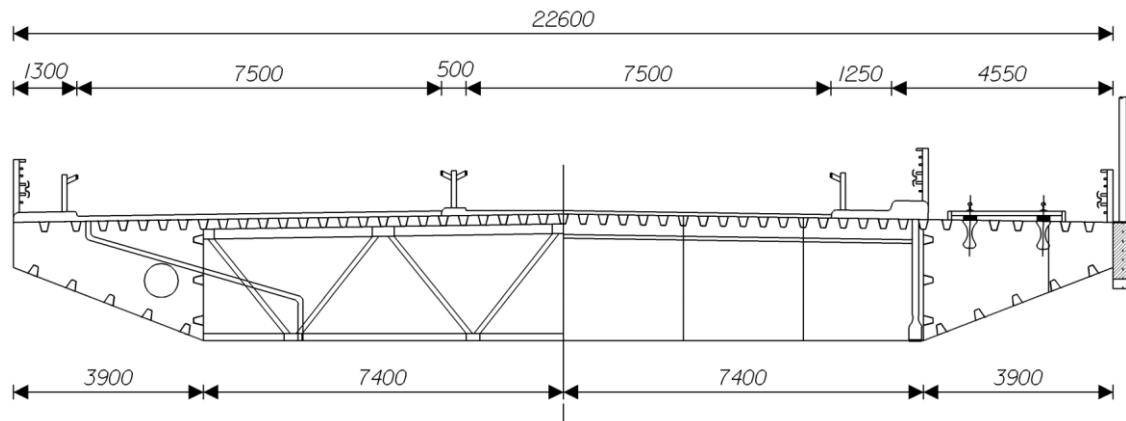


Figura 60 - Secção Transversal do tabuleiro (unidades em *mm*) [62]

Os tirantes são formados por cabos de alta resistência com uma tensão de rotura de 1670 MPa, não-galvanizados, formados por fios paralelos de 7 mm de diâmetro, protegidos por uma bainha e embebidos por calda de cimento. O número de fios nos cabos varia entre 103 e 337. A ponte sofreu em 1998 uma profunda reabilitação nos tirantes devido à fadiga.



Figura 61 - Pormenor do tabuleiro [64]

2.2.2 Ponte Rokko - Japão

As pontes no Japão começaram a ser construídas a partir da metade do século XX. No Japão em 1977, foi construída a primeira ponte rodoferroviária em tabuleiro duplo do mundo. A ponte Rokko (Figura 62) estabelece a ligação entre a ilha Rokko e o porto marítimo da cidade de Kobe. Esta ponte foi concebida para ser do tipo de três-vãos. O vão principal tem cerca de 220 metros e o vão lateral com 93 m.



Figura 62 - Ponte Rokko, Japão [65]

As treliças Warren da ponte são contínuas pelos três vãos e são suportadas pelo sistema de tirantes em semi-leque. Ambas as plataformas superiores e inferiores estão ligadas às longarinas através de ligações soldadas, participando assim na resistência dos momentos fletores do “esqueleto estrutural”. A plataforma do tabuleiro é suportada por vigas transversais espaçadas de 2,5 m. As vigas transversais estão ligadas por conexões rígidas à plataforma e estão simplesmente apoiadas às longarinas.

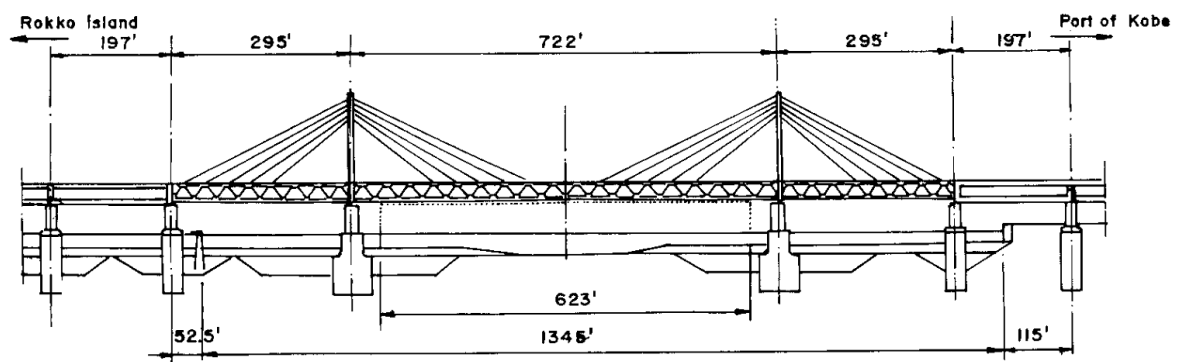


Figura 63 - Alçado longitudinal da ponte Rokko (unidades em pés) [66]

O tabuleiro é duplo (Figura 64), formado por duas treliças verticais metálicas em Warren de 7,95 metros de altura. Os pavimentos são mistos aço-betão, sendo que a largura para a rodovia e ferrovia é de 13,80 metros. No nível inferior do tabuleiro no lado de fora da treliça existem duas vias com 5,15 metros de largura para tráfego pedestre e de ciclovias.

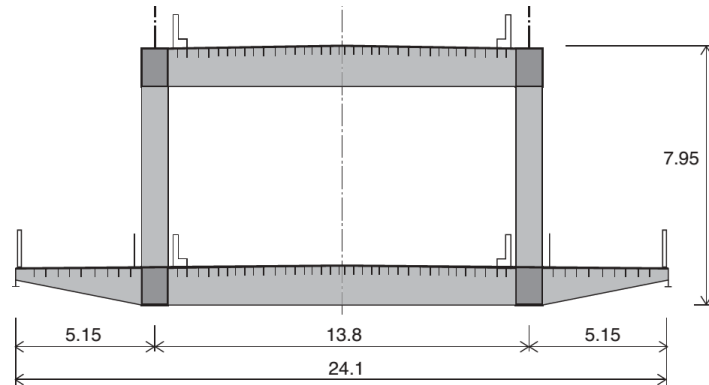


Figura 64 - Secção transversal do tabuleiro (unidades em *m*) [17]

Cada torre é em forma de H modificado (Figura 65) com uma altura de 57,50 m. A secção transversal das torres é de aço, constituída por uma secção oca de 2 x 2,2 m com uma espessura máxima de 32 mm. As partes superiores das torres foram concebidas para ter a mesma distância transversal das ancoragens dos tirantes. Os cabos são constituídos por fios paralelos pré-fabricados dispostos numa forma de um hexágono fechado compreendendo 217 fios de 5 mm de diâmetro. O sistema de tirantes está disposto em 5 cabos em cada lado, formado por um sistema em semi-leque. Os cabos são protegidos contra a corrosão por um invólucro de plástico de 2 mm de espessura consistindo numa película em polietileno reforçado com fibras de vidro.



Figura 65 - Pormenor do tabuleiro e secção transversal das torres (unidades em *pés*) [66] [67]

2.2.3 Ponte Hitsuishijima/Iwakurojima - Japão

No Japão existe um sistema de 3 ligações - o sistema de pontes Honshu-Shikoku - (Figura 66) que ligam as ilhas de Honshu e Shikoku em todo o Mar Interior do Japão, que anteriormente eram apenas ligadas por ferryboats. O sistema é composto por três grandes conexões, nomeadamente a via Kobe-Awaji-Naruto, a via Seto-Chūō e a via Nishiseto.



Figura 66 - Sistema de pontes entre as ilhas Honshu-Shikoku, Japão [68]

A via central - conhecida como a grande ponte Seto - é uma série de pontes com duplo tabuleiro construídas durante o período 1978-1988, com um desenvolvimento total de 13,1 km (Figura 67). As pontes combinam duas faixas de tráfego rodoviário em cada sentido na plataforma superior, e uma linha férrea em cada direção na plataforma inferior. As seis pontes são: a ponte Shimotsui-Seto, a ponte Hitsuishijima, a ponte Iwakurojima, a ponte Yoshima, a ponte Kita Bisan-Seto e a ponte Minami Bisan-Seto.



Figura 67 - As pontes Hitsuishijima e Iwakurojima na via Seto-Chūō, Japão [68]

Na via central Seto-Chūō destaca-se duas pontes atirantadas rodoferroviárias gêmeas - as pontes Hitsuishijima e Iwagurojima (Figura 68). Cada uma das duas pontes atirantadas tem vãos laterais de 185 m e vãos centrais 420 m, combinadas com um sistema de tirantes em semi-leque com dois planos de cabos.



Figura 68 - Pontes Hitsuishijima e Iwagurojima [69]

O tráfego é composto em dois níveis com uma via expressa de quatro pistas rodoviárias na plataforma superior e uma ferrovia de via dupla (com provisões para uma adição posterior de mais duas faixas) na plataforma inferior.

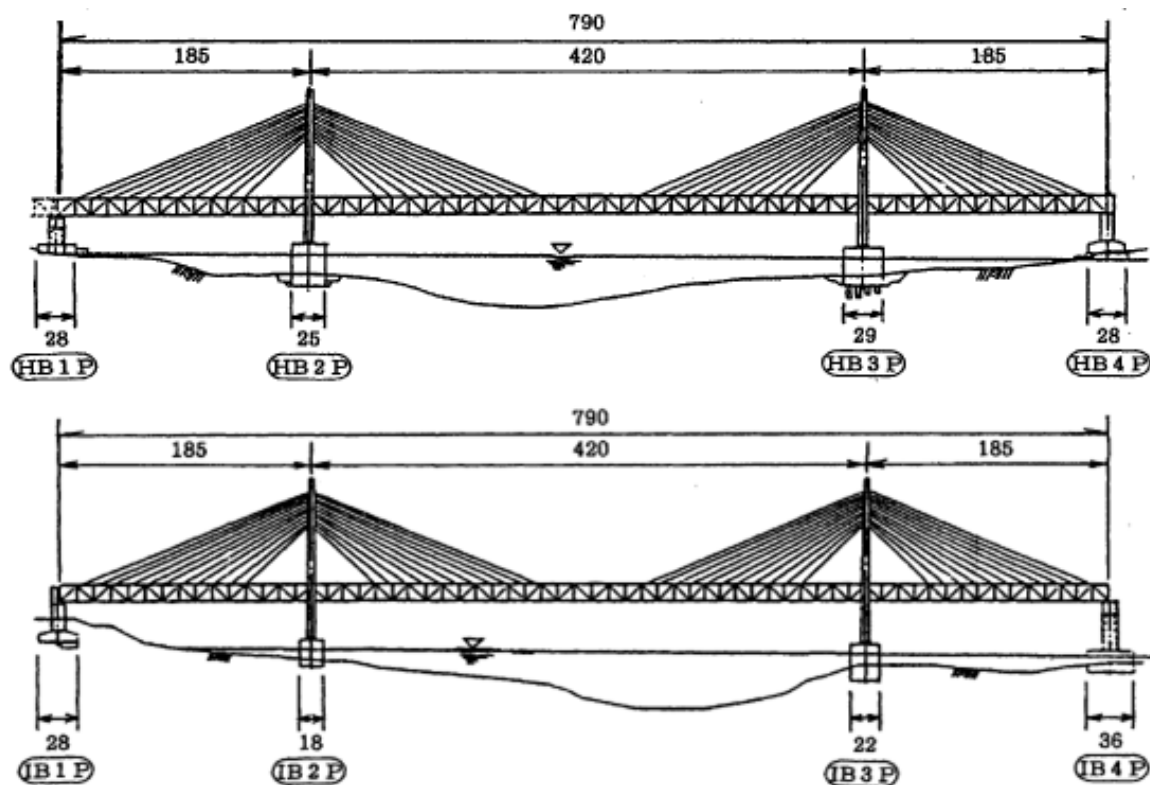


Figura 69 - Alçado longitudinal das pontes Hitsuishijima e Iwagurojima (unidades em m) [70]

As torres são em betão pré-esforçado com uma altura de 148,1 m, sendo o tabuleiro em aço com largura de 30 m e uma altura total de 13,9 m (Figura 70).

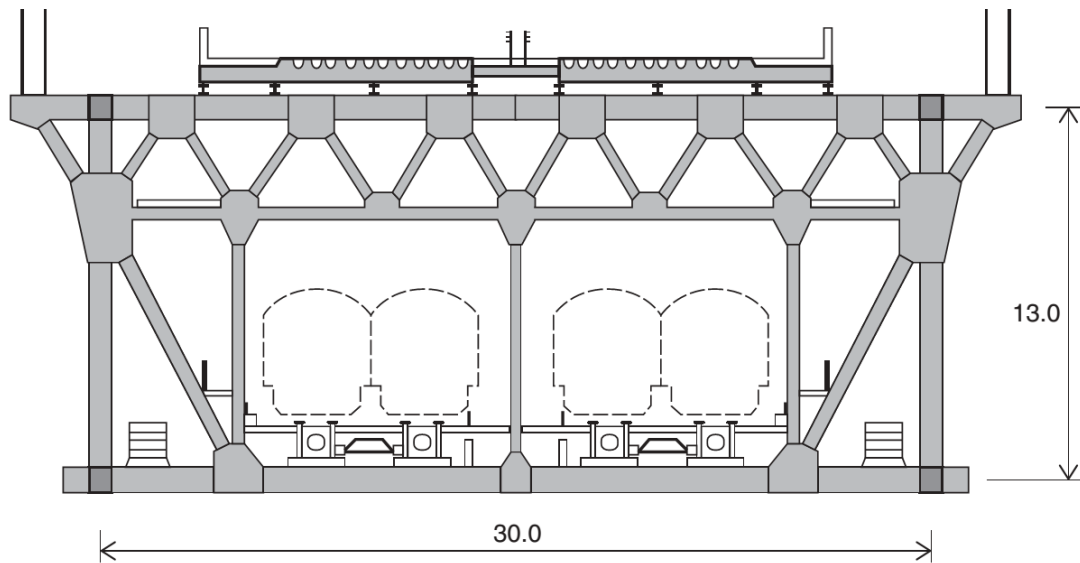


Figura 70 - Secção transversal do tabuleiro (unidades em m) [17]

As pontes Iwagurojima e Hitsuishijima são estruturas notáveis, embora elas não sejam exatamente elegantes na sua aparência (Figura 70) devido às armações pesadas impostas pelos requisitos de rigidez dos caminhos de ferro do Japão.



Figura 71 - Pontes Hitsuishijima e Iwagurojima [71]

2.2.4 Ponte Kap Shui Mun - China

Hong Kong na década de 1990 implementou diversos projetos estratégicos com vista a desenvolver a sua economia. O desenvolvimento passou pela construção de diversas infraestruturas, como por exemplo a construção do Aeroporto Internacional de Hong Kong. Para concretizar a construção do Aeroporto foi necessário conceber uma série de pontes com uma extensão total de 3,5 km, para fazer a ligação entre as ilhas Lantau e Tsing Yi.

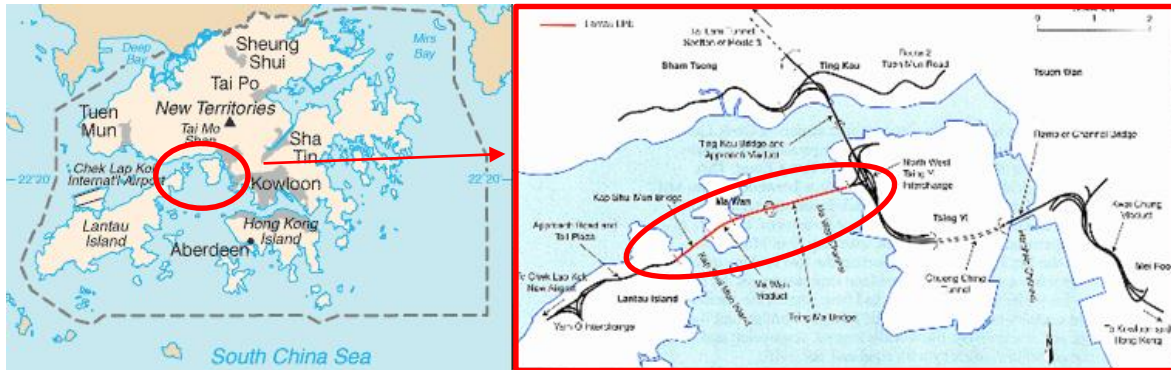


Figura 72 - Hong Kong e a ligação entre as ilhas Lantau e Tsing Yi, China [72]

A série de pontes é composta por 3 pontes - designada por Ligação Lantau - (Figura 72) e foi aberta ao tráfego em maio de 1997, em que compreende uma ponte suspensa (ponte Tsing Ma Bridge) que conecta as ilhas Tsing Yi e Ma Wan, o viaduto na ilha Ma Wan, e a ponte de tirantes Kap Shui Mun que liga as ilhas Ma Wan e Lantau. As pontes combinam seis linhas para a rodovia ao nível superior e 2 linhas ferroviárias com 2 linhas rodoviárias de emergência ao nível inferior dos tabuleiros das pontes.

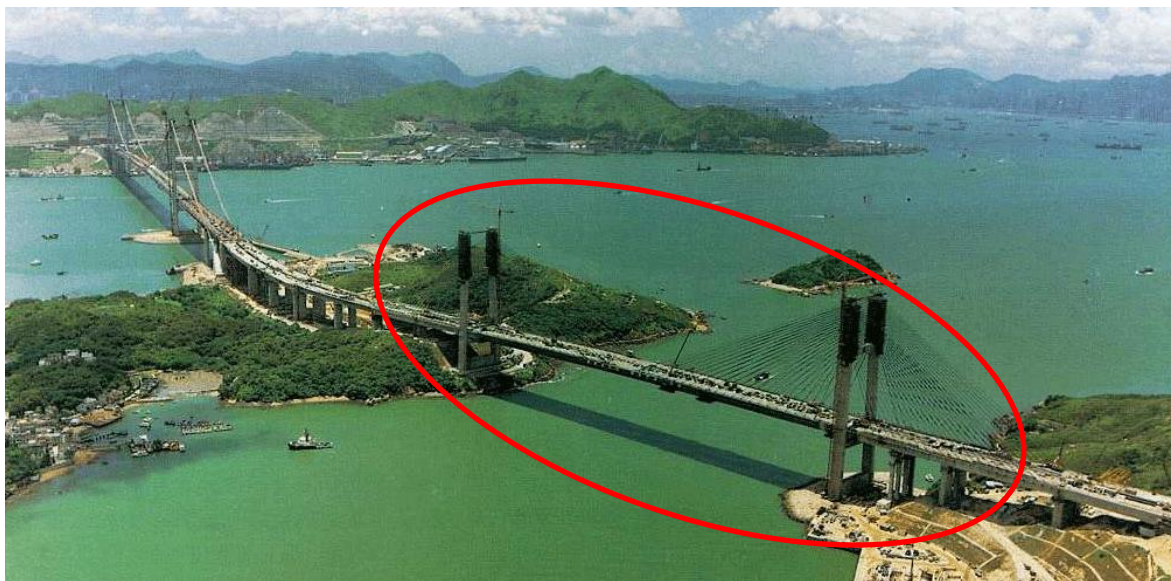


Figura 73 - Construção da ponte Kap Shui Mun na ligação Lantau, China [73]

A ponte Kap Shui Mun - aberta ao tráfego em 1997 - (Figura 74) é uma das mais longas pontes atirantadas do mundo que transporta tráfego rodoviário e ferroviário, com a plataforma superior para veículos rodoviários, e a plataforma inferior para ambos os veículos. Tem um vão principal de 430 m e um comprimento total de 750 m, estando 47 m acima do nível do mar.



Figura 74 - Ponte Kap Shui Mun, China [74]

Além do comprimento total da ponte Kap Shui Mun, a ponte inclui um tramo de 70 m de transição para o lado de Lantau. Isto perfaz um comprimento total de 820 m. A existência de pilares intermédios em cada um dos vãos laterais da ponte justifica-se com a não-simetria da ponte e ter um rácio bastante pequeno - relação entre o vão lateral e o vão central. A ponte apresenta um comprimento do vão lateral de 160 m (80 m + 80 m) com um comprimento do vão central de 430 m, que perfaz um rácio de vãos de 0,37. Sendo assim, para manter o autoequilíbrio da ponte foi necessário a introdução de pilares intermédios.

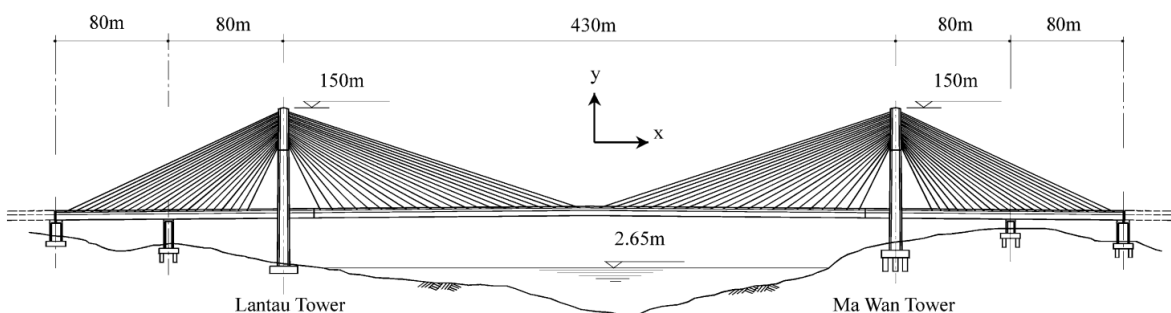


Figura 75 - Alçado longitudinal da ponte Kap Shui Mun [75]

Para proporcionar um melhor equilíbrio devido a não-simetria, também foi necessário conceber um tabuleiro com materiais e sistemas estruturais diferentes (técnica usada

principalmente nas pontes na Alemanha). O tabuleiro ao longo do desenvolvimento total foi concebido com uma secção composta, isto é, o tabuleiro foi concebido numa caixa mista aço-betão em 387 dos 430 m do vão central para ter um peso próprio mais leve. Nos vãos laterais e no tramos restantes do vão central o tabuleiro foi concebido em betão (Figura 76). Para pontes assimétricas com um rácio de vãos bastante pequeno, esta técnica revelou-se bastante eficaz para equilibrar o “balanço” das forças horizontais nas torres.



Figura 76 - Pormenor da transição do tabuleiro de betão para o tabuleiro misto aço-betão [76]

O tabuleiro da ponte Kap Shui Mun é único do ponto de vista estrutural de entre as pontes de tirantes para tráfego rodoferroviário com duplo tabuleiro (Figura 77), pois apresenta uma estrutura como uma caixa semifechada mista aço-betão com ambas as lajes superiores e inferiores formadas em betão. Além disso, o tabuleiro apresenta também perfurações ao nível superior na laje para melhorar a estabilidade aerodinâmica.

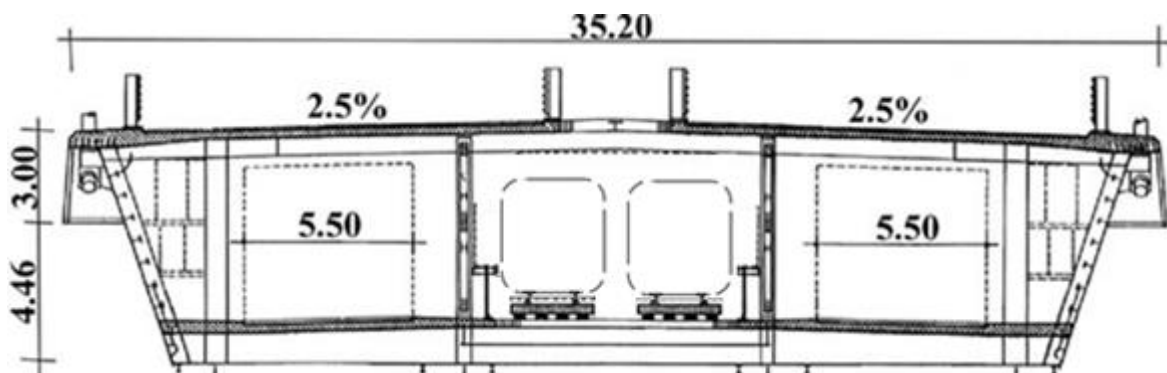


Figura 77 - Secção transversal do tabuleiro misto no vão central (unidades em *m*) [77]

Na direção transversal o tabuleiro apresenta treliças do tipo Vierendeel com quadros metálicos alternativos. Na direção longitudinal, o tabuleiro fica “tapado” com placas de aço

inclinadas e apresenta longarinas entre as colunas internas, de modo a distribuir as cargas variáveis com outros quadros metálicos transversais e reduzir as vibrações induzidas tráfego.



Figura 78 - Corte tridimensional do tabuleiro no vão central [78]

A ponte é constituída por duas torres em forma de H de betão com 150 m de altura, quatro pilares de betão, e um sistema de tirantes com uma configuração em semi-leque. Os tirantes são do tipo Parallel-Wire, com cada cordão composto por sete fios de aço galvanizado de 15,7 mm de diâmetro.



Figura 79 - Pormenor do tabuleiro e secção transversal das torres [76]

2.2.5 Ponte Øresund - Suécia/Dinamarca

Em 1991, os Governos da Dinamarca e da Suécia assinaram um acordo para estabelecer uma ligação no estreito Øresund. A intenção era estabelecer uma ligação rodoferroviária entre a Escandinávia com a Europa Central e Ocidental. O projeto começou a ser construído em 1993 até a abertura ao trânsito em junho de 2000, entre as áreas metropolitanas das cidades de Copenhaga (Capital da Dinamarca) e Malmö (3ª maior Cidade da Suécia).



Figura 80 - Estreito de Øresund na Dinamarca e Suécia [79]

A construção é composta por uma ligação rodoferroviária de 16,4 km constituída por um túnel, uma ponte, uma ilha e uma península artificial. O túnel com 4 km de comprimento fica localizado na parte ocidental, onde liga a ilha artificial com a península Kastrup na entrada da Dinamarca. A ilha artificial com 4 km de comprimento foi construída com material dragado, em que transfere como ponto intermédio o tráfego entre a ponte e o túnel.

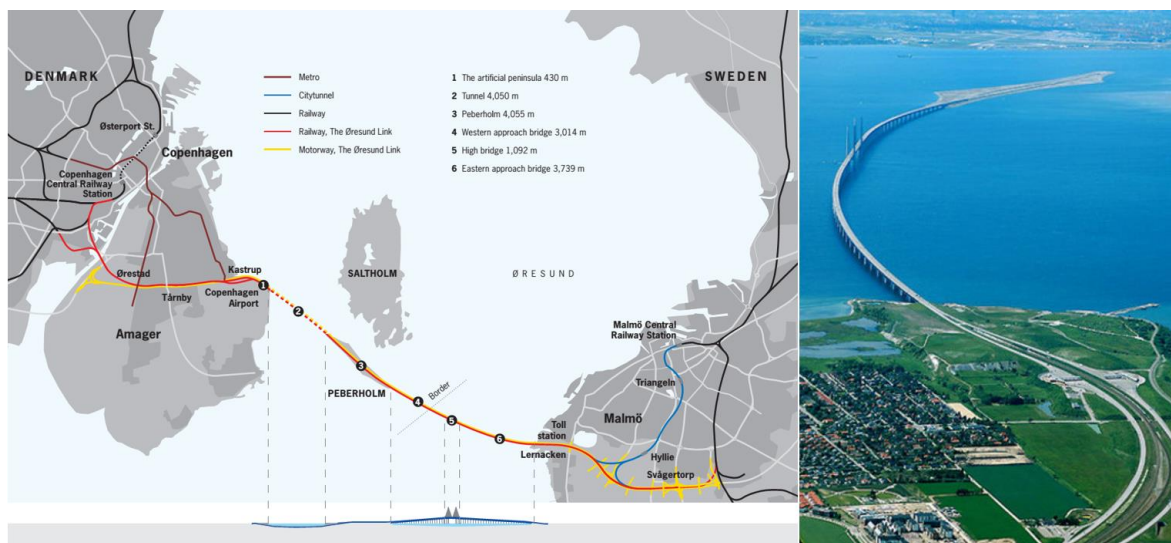


Figura 81 - Extensão total da travessia do estreito Øresund, Dinamarca e Suécia [79] [80]

A ponte Øresund - aberta ao tráfego em junho de 2000 - (Figura 82) foi a primeira grande ponte rodoferroviária a ser contruída na Europa, sendo também umas das mais longas pontes atirantadas do mundo que transporta tráfego misto. A travessia é composta por dois viadutos (tendo o viaduto ocidental 3,014 km e o oriental com 3,739 km de comprimento), e a parte central que corresponde à parte principal da obra de arte com 490 m de vão central, 301 m de vão lateral, perfazendo um desenvolvimento total de 1092 m.



Figura 82 - Ponte Øresund, Dinamarca e Suécia [81]

A ponte Øresund combina 4 linhas de tráfego rodoviário no nível superior do tabuleiro, e duas linhas ferroviárias no nível inferior para tráfego de comboios de mercadorias pesados e comboios de passageiros, para uma velocidade máxima de 200 km/h. A configuração geométrica longitudinal dos cabos é em harpa com uma inclinação aproximadamente de 30° . A ponte é dotada de torres em forma de H com uma altura de 203,5 m, e ainda de pilares intermédios no vão lateral para equilibrar as carga variáveis no vão principal.

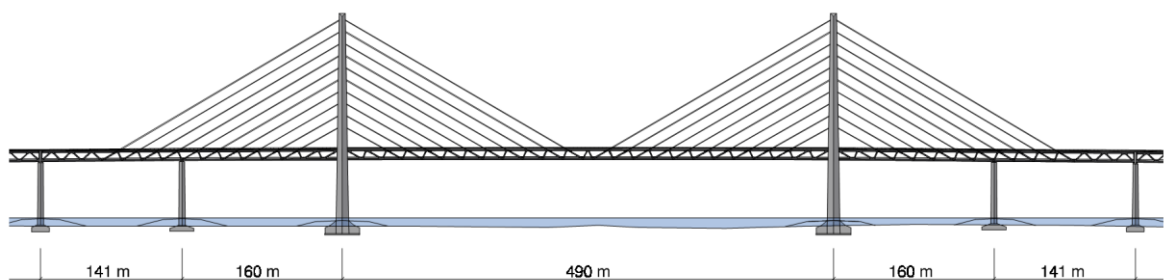


Figura 83 - Alçado longitudinal da Ponte Øresund [82]

O tabuleiro da ponte é uma estrutura em treliça metálica de aço - que confere maior rigidez ao tabuleiro - em que ao nível superior a plataforma da rodovia é constituída por uma laje de betão pós-tensionada transversalmente, e no nível inferior para a ferrovia a plataforma é

constituída por uma caixa de aço fechada para reduzir o peso próprio. A plataforma inferior em aço é uma estrutura robusta, que permite um desempenho pós-acidente satisfatório em caso de descarrilamento com a perda de uma diagonal e/ou a perda de um cabo. As diagonais, cordas e a plataforma ferroviária são constituídas em aço S420, exceto para a estrutura secundária no interior da plataforma da ferrovia que foram projetadas em aço S355. A ancoragem no tabuleiro é efetuada através de estabilizadores inclinados.

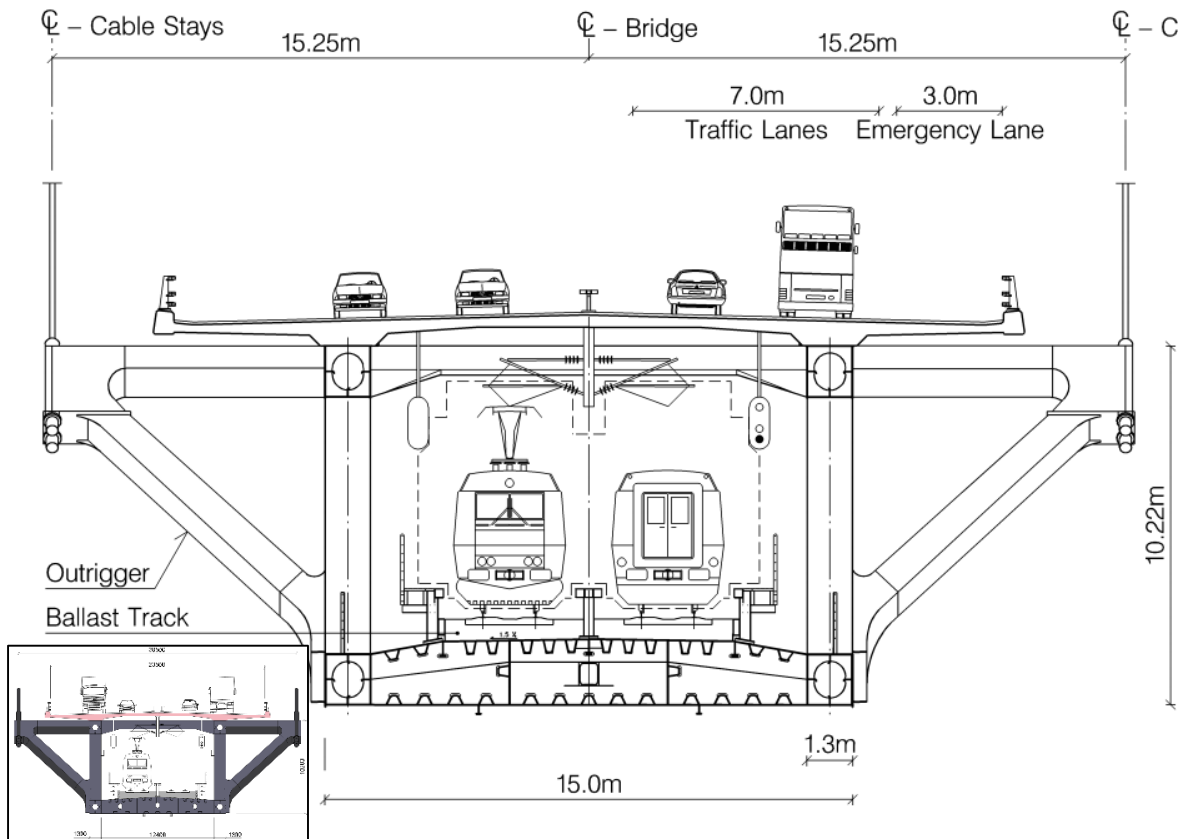


Figura 84 - Seção transversal do tabuleiro (unidades em *m*) [82]

A inclinação das diagonais do tabuleiro são aproximadamente 30° e 60° (Figura 85), permitindo que as diagonais coincidam com a inclinação dos tirantes e permaneçam em harmonia visualmente. Transversalmente, os cabos são ancorados em estabilizadores com a mesma inclinação das diagonais.

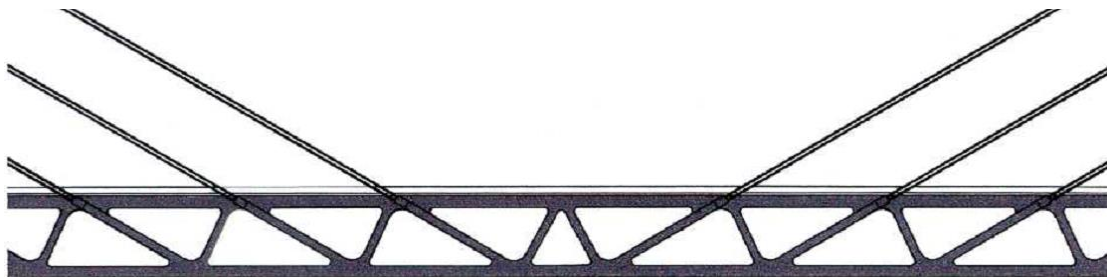


Figura 85 - Centro do vão principal [82]

Relativamente às ancoragens dos cabos nas torres (Figura 86), os planos verticais em forma de harpa são coincidentes com o eixo do centro de gravidade da secção das torres de betão. As torres foram projetadas com uma altura 203,5 m desde as fundações, e por considerações estéticas não foi adicionada qualquer viga transversal acima do tabuleiro da ponte (o que levou a uma armadura mais pesada nas torres acima do tabuleiro) mas com apenas uma travessa de apoio abaixo do tabuleiro com 10 m de altura e 5 m de largura. A secção transversal das pernas de cada torre é pentagonal com uma superfície plana virada para o tabuleiro da ponte. A secção transversal das torres e a inclinação das suas faces externas foram escolhidas de modo a que os centros de gravidade das secções em todos os níveis das torres ficassem posicionados sobre o eixo vertical em que se encontra os planos dos cabos. Assim, os esforços dos momentos fletores transversais devidos às cargas permanentes nas torres são evitados.

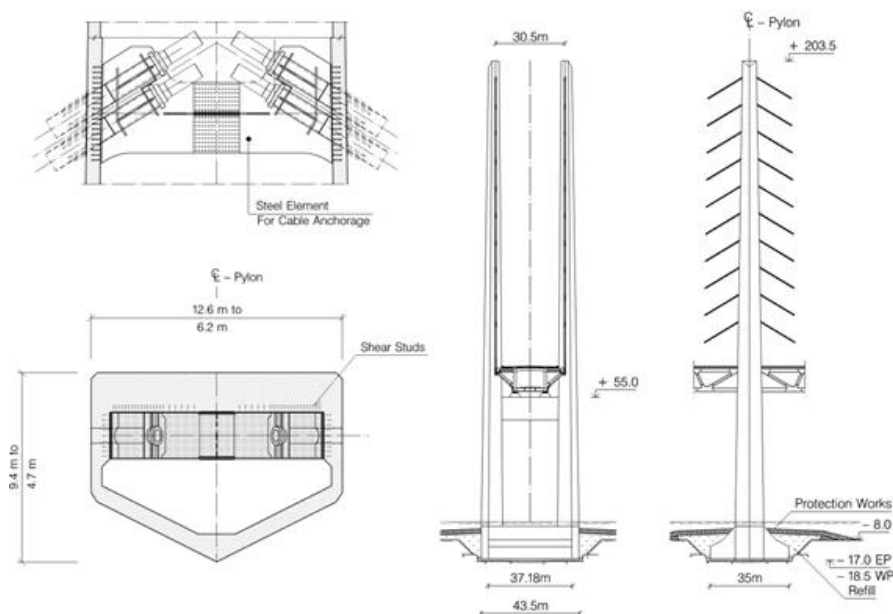


Figura 86 - Ancoragens, alçado longitudinal, secção transversal das torres [82]

Cada perna das torres é composta por uma secção transversal monocelular de espessura variável entre 0,90 m e 1,49 m para o lado virado para o tabuleiro, e para os outros lados espessuras variáveis entre 0,360 m e 0,670 m. Acima da viga transversal - nível +55 m - as pernas das torres foram projetadas para resistir a uma carga de impacto acidental de 8 MN em qualquer direção. A secção transversal das torres no nível 17,5 (nível de plataforma principal para a colisão de navios) foi projetada para suportar uma força de colisão do navio de 560 MN no sentido longitudinal e 438 MN no sentido transversal. As fundações estão

abaixo do nível do mar a uma profundidade de 17 m contendo 42 células de betão numa área de fundação quase quadrada, com uma largura de 36 m longitudinalmente e 37 m transversalmente.

A configuração geométrica dos cabos é composta por dois planos de cabos verticais, paralelos entre si, ou seja, um sistema de cabos em forma de harpa. Os cabos são do tipo *Parallel 7-Wire Strands*, constituídos por 72 cordões (Figura 87), com uma secção transversal de 108 cm² e uma resistência última de rotura de 19,2 MN. Os 7 fios que constituem cada grupo individual (cordão) em cada cabo estão devidamente protegidos contra corrosão e ancorados por cunhas nas extremidades. O isolamento dos cabos - polietileno de alta densidade - mantém os fios na sua posição e reduz o coeficiente de arrasto dos cabos.

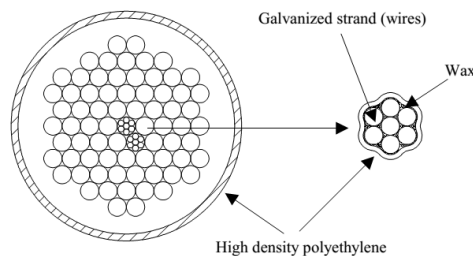


Figura 87 - Secção transversal dos cabos [83]

Para evitar a vibração induzida pela chuva e pelo vento, os cabos encontram-se dentro de um invólucro de secção circular dispostos numa forma helicoidal com 2 milímetros de espessura testados e examinados num túnel de vento. Os cabos também estão equipados com conectores (Figura 88) com aproximadamente 100 metros de espaçamento para reduzir ainda mais o risco de interação aerodinâmica entre os pares dos cabos.

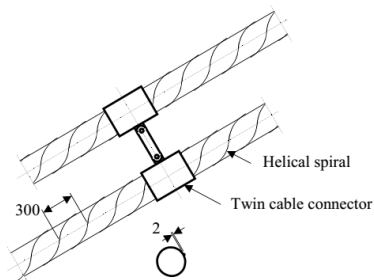


Figura 88 - Cabos com conectores [83]

2.2.6 Ponte Dongshuimen e Qiansimen - China

Com uma população de 32 milhões de habitantes, Chongqing é uma das maiores cidades da China e do mundo. A sua área metropolitana é cortada por dois grandes rios, o rio Yangtze, ao sul e o rio Jialing, ao norte (Figura 89). O município de Chongqing é composto por três partes: o Distrito Sul e Norte, e o Distrito Central - Península Yuzhong - onde está localizada uma importante zona empresarial. Com o rápido crescimento da cidade, as projeções de tráfego superaram o planeamento dos transportes, e as pontes existentes não foram suficientes para lidar com o tráfego crescente.



Figura 89 - Travessia na Península Yuzhong em Chongqing, China [85]

Em resposta a esse problema, em 2008, o governo regional realizou um concurso internacional para escolher um projeto para a construção de ainda mais duas pontes, com um prazo final da sua construção em 2013. Os projetos vencedores foram duas pontes de tirantes e duas pontes suspensas, sendo que por causa da grande visibilidade das pontes, a escolha final recaiu para a ponte de tirantes devido à estética e aos custos mais económicos.



Figura 90 - Propostas das pontes de tirantes e suspensas [84]

A configuração das pontes Dongshuimen e Qianshimen teve que satisfazer grandes critérios de estética. Como estavam em localizações diferentes entre os três distritos da cidade, tiveram que se apresentar num ambiente harmonioso de modo a complementarem-se nesses três ambientes distintos. Uma das condicionantes mais importantes foi que as pontes não poderiam obstruir a visão da cidade a partir de vários pontos de vista.



Figura 91 - Ponte Dongshuimen, China [85]

A largura do rio Yuzhong relativa à ponte Qianximen (Figura 92) limitou o número de torres que poderia ter. O tabuleiro das pontes teve que ser pelo menos de 12 metros de altura para acomodar faixas de trânsito ferroviário no piso inferior. O tabuleiro das pontes teve que ser em treliça por duas razões: para oferecer aos passageiros uma visão mais aberta da área e para aumentar a transparência das próprias pontes.



Figura 92 - Ponte Qianshimen, China [85]

A escolha de uma ponte atirantada convencional, isto é, com bastantes tirantes foi descartada porque iria obstruir a visão da cidade. Se a escolha recaísse sobre uma ponte de tirantes convencional, a ponte Qianximen de 340 m deveria ter uma torre aproximadamente com 170 m acima do nível do tabuleiro - um rácio de 0,5. A ponte seria aproximadamente 60 m acima do nível do rio com uma torre de altura de aproximadamente 230 m de altura, mais alto do que quase todos os edifícios da cidade.



Figura 93 - Construção da ponte Dongshuimen (Ano 2012) [86]

As duas pontes de tirantes necessárias foram estrategicamente implantadas na ponta da Península de Yuzhong: a ponte Dongshuimen sobre rio Yangtze do tipo 3 vãos, ligando a zona sul ao Distrito Yuzhong, e a ponte Qianximen do tipo 2 vãos sobre o rio Jialing, que liga o Distrito Yuzhong para o distrito Norte. Os tabuleiros de ambas as pontes terão quatro faixas de tráfego rodoviário e duas vias pedestres nas plataformas superiores, e duas linhas ferroviárias nas plataformas inferiores.

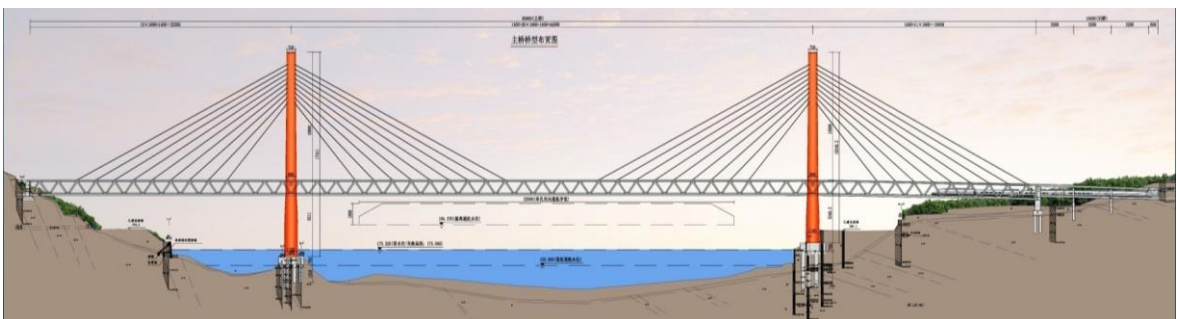


Figura 94 - Alçado longitudinal da ponte Dongshuimen, China [85]

Em comparação com uma torre de uma ponte suspensa, a torre de uma ponte de tirantes convencional é geralmente o dobro da altura. Neste cenário, enquanto a extensão da ponte pode ser reduzida a 340 m, as torres teriam que ter 170 m acima do tabuleiro. Tal torre não iria complementar a paisagem circundante. Além disso, a ponte atirantada convencional tem muitos cabos, e obstrui as vistas da cidade. Por conseguinte, as pontes atirantadas convencionais não são adequadas para este local de construção. A fim de satisfazer todas as exigências do projeto e as expectativas estéticas, foi selecionada uma ponte parcialmente atirantada.

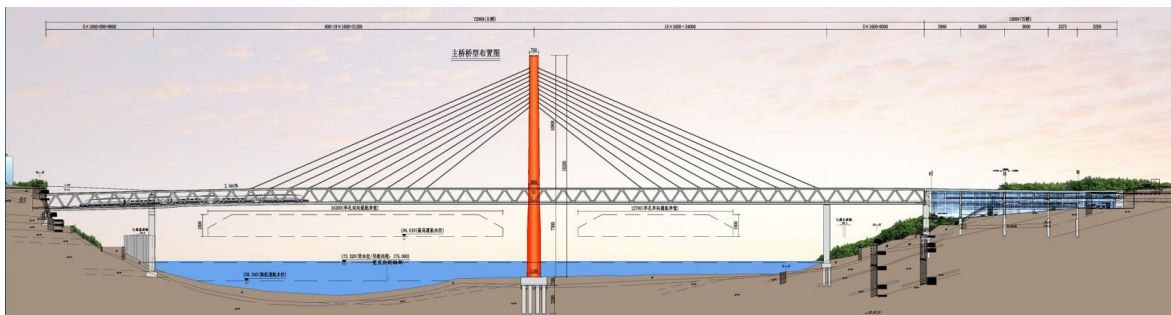


Figura 95 - Alçado longitudinal da ponte Qianshimen, China [85]

O tabuleiro é constituído por uma estrutura dupla de treliça de aço (Figura 96), cordas com cerca de 2,00 m de altura e vigas transversais com 1,20 m de altura respetivamente. A plataforma superior é constituída em aço ortotrópico com uma placa de espessura de 16 mm. A plataforma inferior é composta por quatro vigas longitudinais localizadas diretamente sob os carris, de modo a não existir dispersão de tensões. O sistema da plataforma inferior também é constituído por uma estrutura em aço ortotrópico com costelas abertas. Ambos os sistemas de aço ortotrópico do nível superior e inferior atuam monoliticamente com a corda inferior da treliça principal.

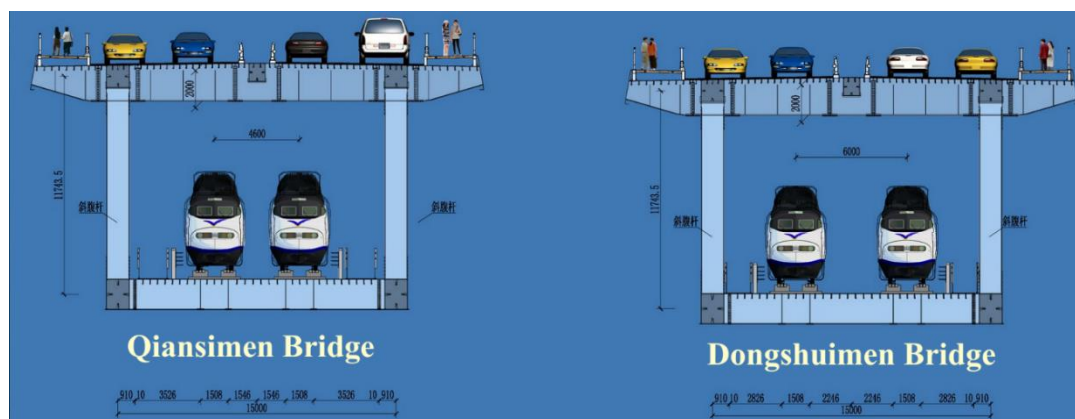


Figura 96 - Secção transversal do tabuleiro (unidades em m) [85]

Os tabuleiros das pontes estão compreendidos numa faixa económica de pontes parcialmente atirantadas de acordo com a equipa de projeto. O vão principal da ponte Dongshuimen é 445m. Assim, a esbelteza do tabuleiro apresenta um rácio de $445/12 = 37$. O vão principal da Ponte Qianximen tem 340m, assim a esbelteza do tabuleiro apresenta um rácio de $340/12 = 28,3$. A Ponte Dongshuimen terá duas torres, enquanto a Ponte Qianximen terá uma torre. As três torres são de 100 m de altura acima do tabuleiro. Cada torre da ponte Dongshuimen levará seis pares de cabos. A torre da ponte Qianximen terá sete pares de cabos. Todos os cabos estarão localizados num único plano sobre a linha central da ponte.



Figura 97 - Vista superior e alçado da secção transversal das torres [85]

Com um único plano de tirantes no meio do tabuleiro, as torres poderiam ser de uma forma de diamante ou de Y invertido como usualmente existe noutras obras de arte. No entanto, essas formas não satisfaziam a exigência estética. Depois de extensos estudos, a forma adotada para as torres adquiriu uma forma singular e peculiar de todas as pontes existentes no mundo.

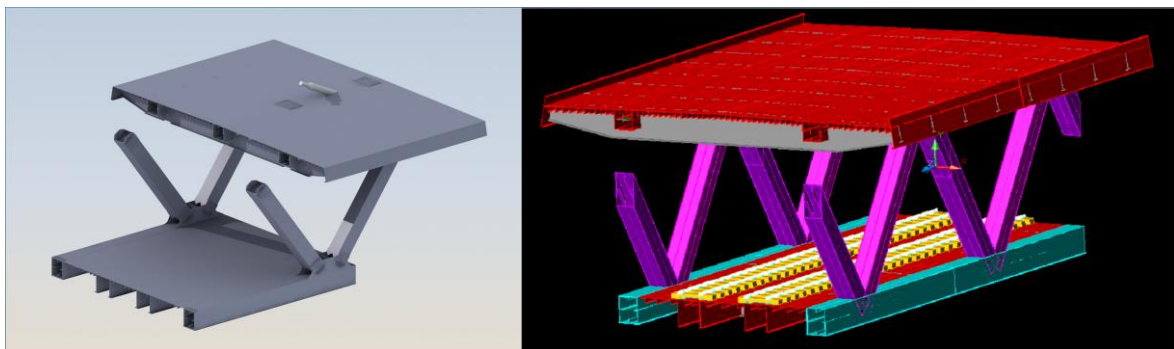


Figura 98 -Modelo 3D e numérico do tabuleiro [85]

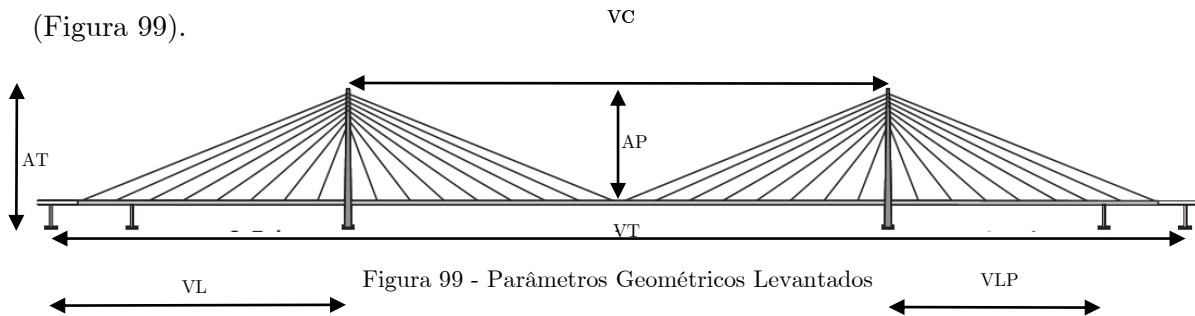
2.3 Levantamento, Observação e Comparação Geométrica de Pontes Atirantadas Rodoferroviárias

No presente subcapítulo apresentar-se-ão os resultados de um levantamento geométrico realizado em 13 pontes de tirantes rodoferroviárias já em funcionamento, como também em pontes em construção e em projetos propostos.

Os trabalhos realizados pela comunidade científica e académica em Portugal e no mundo sobre pontes de tirantes são em grande número sobre pontes atirantadas rodoviárias e centrado essencialmente em pontes com tabuleiros de uma única plataforma. Como a bibliografia de avaliação estrutural de pontes de tirantes rodoferroviárias é quase inexistente, torna-se essencial realizar um levantamento geométrico com o objetivo de realizar uma comparação das suas características técnicas mais importantes. As informações recolhidas no levantamento das propriedades geométricas mais importantes de pontes de tirantes rodoferroviárias foram com base em bibliografia disponível, em que em alguns casos quando não existia informação disponível da obra de arte, foi realizada uma medição à escala com base em fotografias.

Foi considerada uma amostra de 13 pontes localizadas em Portugal, Alemanha, Suécia, Dinamarca, Argentina, Venezuela, Japão e China, com ênfase nas pontes localizadas nas áreas geográficas adjacentes do Continente Asiático (China). Os parâmetros não-geométricos analisados foram o material de construção, o local e a data de construção. Quanto ao material de construção, constatou-se que 92% das torres das pontes são de betão. O outro material estrutural utilizado é o aço (8%). Este é um resultado esperado pois o betão é um excelente material para resistir às elevadas compressões a que está sujeito. Relativamente aos materiais dos tabuleiros todos eles apresentam o aço como principal material estrutural combinado com o betão. Em termos de localização, 54% das pontes em análise estão localizadas na Ásia, sendo que as restantes estão distribuídas de igual forma pela Europa e pela América do Sul (23%). Esta predominância é basicamente devida à existência de recursos financeiros e à evolução do conhecimento adquirido pela engenharia chinesa e japonesa nas últimas décadas. As datas de construção deste tipo de obra de arte começaram na década de 1970 com um aumento significativo na década de 2010 (15% na década de 1970, 8% durante 1980 e 1990, 23% na década de 2000 e 46% na atual década de 2010).

Os parâmetros geométricos obtidos foram o comprimento do vão central vc , vão lateral vl , vão lateral parcial vlp , vão total vt , número de planos de suspensão $plan$, altura total das torres at , altura parcial das torres ap , largura do tabuleiro $larg$, altura do tabuleiro alt (Figura 99).



Além disso, também foram obtidas algumas informações relevantes não-geométricas, tais como a existência de pilares intermédios pi , configuração do sistema de suspensão $conf$, tipo de suspensão $susp$, tipo de geometria das torres e dos tabuleiros geo , materiais utilizados mat .

O levantamento geométrico realizado mostrou que a tipologia adotada nas pontes atirantadas rodoferroviárias é principalmente de três-vãos e duas torres, com uma dimensão de médios e grandes vãos. A amostra demonstrou que as extensões dos vãos centrais vc obtiveram um aumento gradual de década para década, com uma variação aproximadamente de 200 a 750 m de vão central vc (Figura 100).

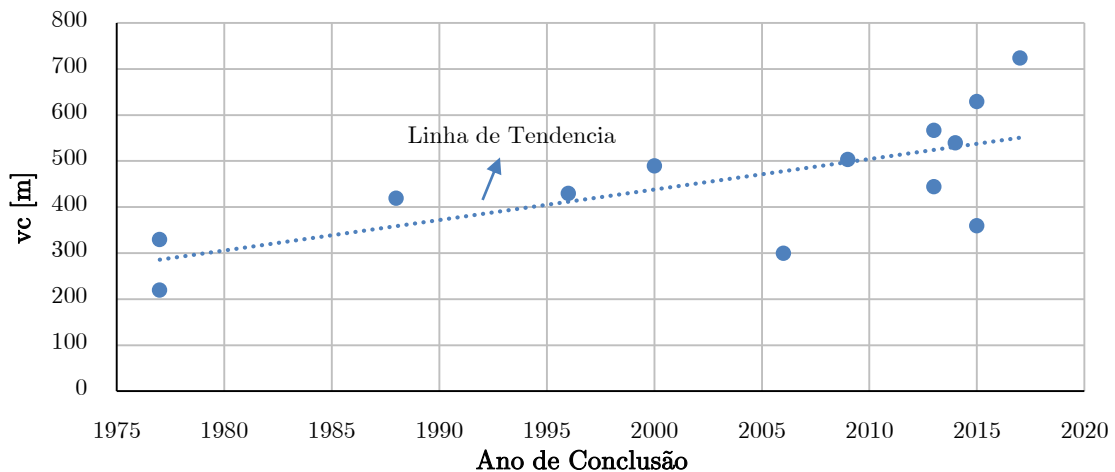


Figura 100 - Evolução do comprimento dos vãos centrais vc ao longo do tempo

O sistema longitudinal é a base de um sistema de suspensão adequado para garantir a economia no peso de aço devido aos tirantes e para garantir o seu equilíbrio estático. Os parâmetros geométricos levantados para caracterizar o sistema longitudinal das pontes foram a relação entre o comprimento do vão lateral com o vão central vl/vc e a relação da altura parcial das torres com o vão central ap/vc .

No que concerne a correlação dos resultados entre os vãos laterais e os vãos centrais (Figura 101), a amostra demonstrou que os valores não são muito dispersos, seguindo uma tendência linear, isto é, com o aumento gradual do vão central o vão lateral também aumenta. Esse facto é expectável devido ao equilíbrio estrutural que o vão central necessita para não sofrer grandes deslocamentos verticais. O gráfico mostra ainda que a relação das duas variáveis vl e vc são aproximadamente diretamente proporcionais, o que evidencia uma convergência geométrica da relação vl/vc .

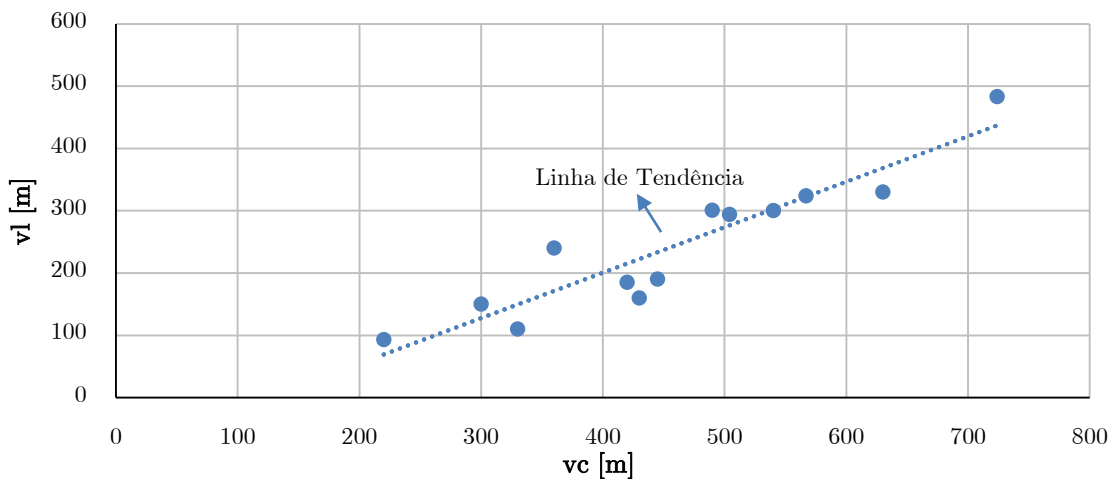


Figura 101 - Correlação dos vãos laterais vl e os vãos centrais vc

A convergência geométrica apresentada no gráfico anterior demonstra que a razão vl/vc apresenta uma variação muito pequena em função do comprimento do vão central vc (Figura 102). No caso de pontes sem pilares intermédios, a variação de vl/vc apresenta valores entre 0,33 - 0,5 para vãos mais pequenos da amostra. No que concerne às pontes com pilares intermédios, a variação vl/vc apresenta valores entre 0,37 - 0,67 para vãos centrais maiores da amostra. De facto, os vãos laterais das pontes com maior comprimento de vão central da amostra (360 a 724 m), tendem a incluir pilares intermédios e também maiores em comprimento do que as pontes sem pilares intermédios para impedir grandes deslocamentos verticais dos vãos centrais, o que oferece vantagens em termos estruturais.

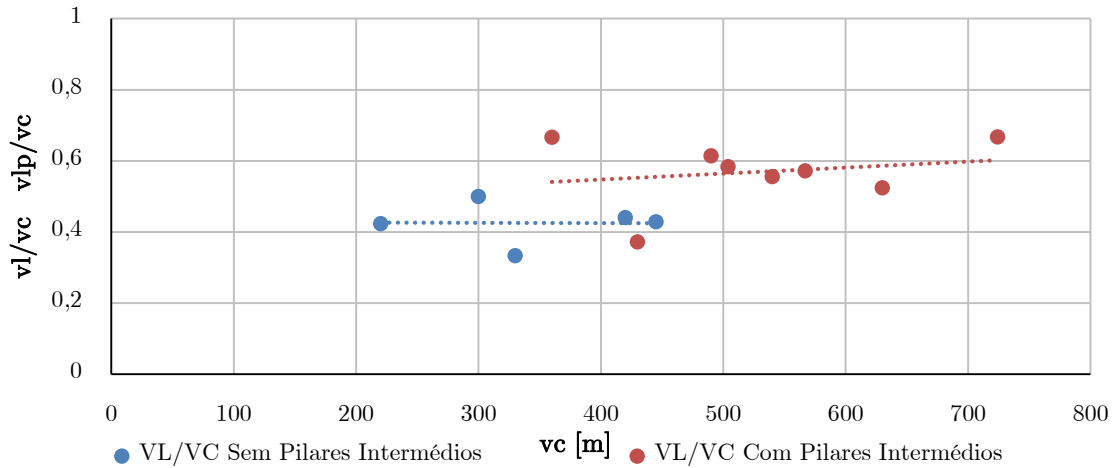


Figura 102 - Relação entre o vão central vc e a razão vl/vc

A posição das ancoragens dos tirantes nas torres é função do ângulo escolhido para os tirantes. Quanto maior o ângulo formado pelos tirantes com a horizontal menor a força instalada e, em princípio, menor a quantidade de aço total em tirantes. O peso de aço nos tirantes representa uma parcela relevante do custo total da obra de arte. Esse peso depende da relação entre a altura das torres alt e o comprimento do vão central vc . No que concerne a correlação dos resultados entre as alturas totais e parciais com o comprimento dos vão centrais (Figura 103), a amostra apresenta valores não muito dispersos, seguindo uma tendência linear, isto é, com o aumento gradual do vão central as alturas totais e parciais das torres aumenta.

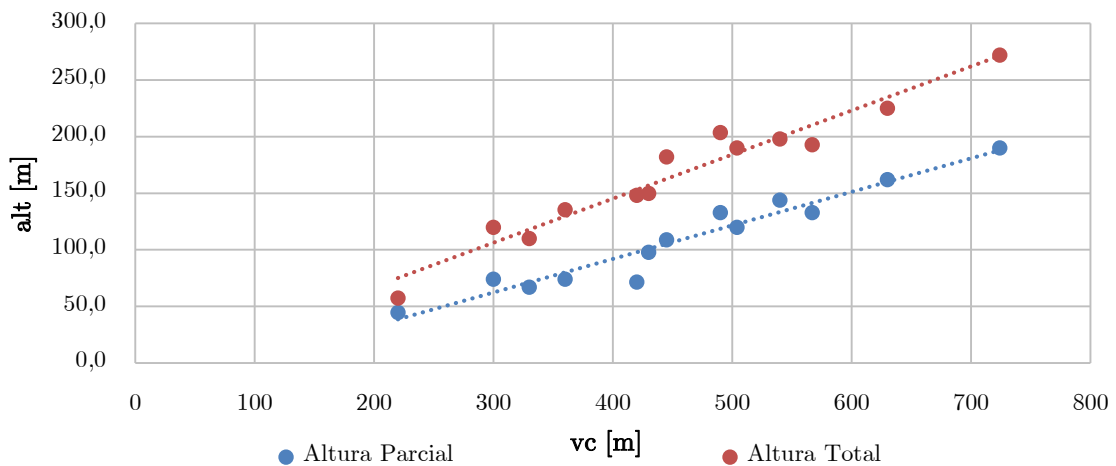


Figura 103 - Correlação das alturas totais alt , parciais ap e os vãos centrais vc

Como se pode observar no gráfico, a variação da amostra da altura total das torres alt é ligeiramente diferente da variação da altura parcial das torres ap . Esse facto acontece porque o parâmetro at depende também da altura entre a fundação e o tabuleiro, o que não é igual

entre todas as obras de arte. Isso quer dizer que esse fator não depende da geometria para um correto funcionamento estrutural, mas sim quase exclusivamente devido às condicionantes de navegabilidade, ao contrário do parâmetro ap . Relativamente ao parâmetro ap o gráfico evidencia uma convergência geométrica da relação ap/vc , o que quer dizer que a disposição longitudinal - ângulo com horizontal - dos tirantes é escolhida de acordo com força instalada que se pretende.

A razão ap/vc apresenta uma variação muito pequena em função do comprimento do vão central vc (Figura 104). No caso de pontes sem pilares intermédios, a variação de ap/vc apresenta valores entre 0,17 - 0,24 e em geral para as pontes com um vão central vc mais pequeno da amostra. No que concerne às pontes com pilares intermédios, a variação ap/vc apresenta valores entre 0,21 - 0,27 e em geral para as pontes com um vão central vc maior da amostra. Como se pode observar, os valores de ap/vc tendem a aumentar ligeiramente com o aumento gradual de vc , o que quer dizer que nessas pontes os tirantes estão em geral com um ângulo mais elevado do que nas pontes de vão central mais pequeno. De facto, as pontes com um vc maior tendem a ter maior sobrecarga - 2 ou 4 linhas ferroviárias com 6 linhas rodoviárias - e consequentemente maior força instalada nos tirantes do que nas pontes de menor vão central. Para reduzir o número de cabos nos tirantes e diminuir a tensão instalada de modo a cumprir a tensão limite do rotura e em utilização, aumenta-se a inclinação dos tirantes.

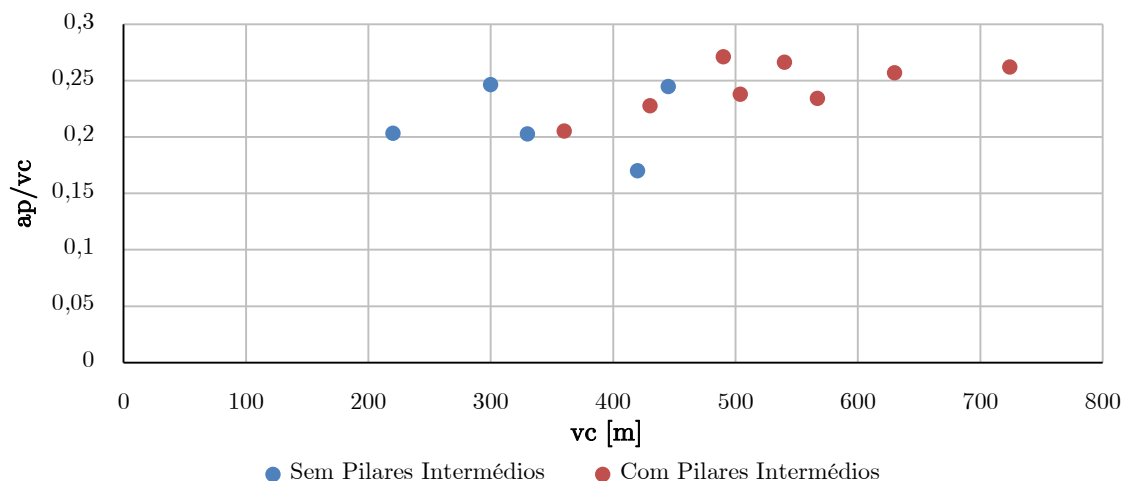


Figura 104 - Relação entre o vão central vc e a razão ap/vc

Os tabuleiros das pontes rodoferroviárias têm condicionantes quanto à rigidez superiores às exigidas nas pontes de apenas para tráfego rodoviário, tornando a opção por uma

treliça metálica mais interessante. Nesses casos, adota-se um tabuleiro com dois níveis, colocando o tráfego ferroviário no interior da treliça no nível inferior, e o tráfego rodoviário no nível superior. Além disso a utilização do nível inferior da treliça, para o tráfego ferroviário, aumenta a capacidade de tráfego sem aumentar a largura do tabuleiro. Assim sendo, o levantamento efetuado incidiu apenas nos parâmetros geométricos de pontes com tabuleiros de dois níveis.

A amostra obtida quanto à altura dos tabuleiros (Figura 105), demonstra que a altura dos tabuleiros está definida em intervalos consoante o tipo de treliça: Treliça Dupla tipo Warren varia entre 7,95 - 12 m; Treliça Dupla tipo Warren com Verticais varia entre 12,9 - 15,2 m; Treliça Dupla tipo Pratt com 2 tabuleiros de 15,5 m; Caixão com Treliça Dupla Viereendel com 1 tabuleiro de 7,7 m. Quanto à variação da altura dos tabuleiros em função do vão central, os dados revelam um ligeiro aumento da altura dos tabuleiros com o aumento gradual do comprimento do vão central. Ao contrário das pontes de tirantes com uma única plataforma e das pontes mais usuais em viga contínua em betão armado, o controlo da deformabilidade e da rigidez do tabuleiro em pontes de tirantes de dois níveis é definido em grande parte pelo tipo de treliça utilizada e não pela altura. A altura necessária de um tabuleiro de dois níveis está em grande parte relacionada com a condicionante do gabarit necessário.

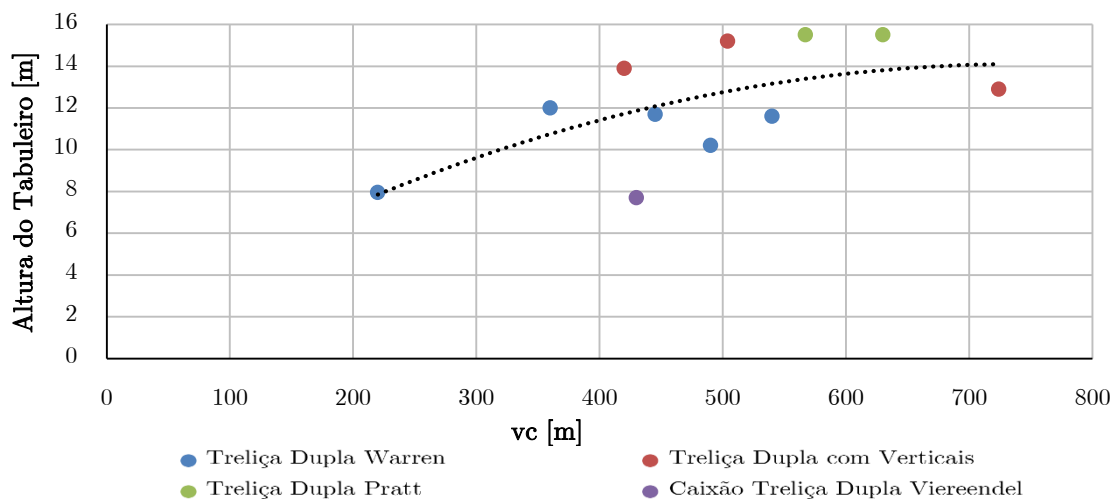


Figura 105 - Correlação da altura dos tabuleiros e os vãos centrais vc

A esbelteza do tabuleiro de pontes de betão de tipologias diferentes tem intervalos bem definidos com uma pequena variação. No que concerne às pontes de tirantes com tabuleiros de apenas um nível, esses limites são mais variados (num intervalo de grandeza de 50 a 300),

sobretudo porque a esbelteza não tem em conta um fator importante - o afastamento dos tirantes ao nível do tabuleiro. Os apoios proporcionados pelos tirantes permitem que os tabuleiros das pontes atirantadas atinjam esbeltezas elevadas.

No caso das pontes com tabuleiros de dois níveis, os valores da esbelteza são menos variáveis, por influência natural da altura que os tabuleiros têm. De acordo com o gráfico representado na figura 106, é possível perceber que a esbelteza da amostra realizada tende a aumentar para vãos maiores, num intervalo com esbeltezas definidas entre 28 a 56, uma diferença exata de 50%, e com uma média ponderada igual a 41. Admitindo um vão central de 500 m, a altura do tabuleiro poderia variar assim entre os 8,9 e os 17,8 m, uma diferença bastante grande, e uma altura de 11,9 m tendo em conta a média ponderada. Neste tipo de obra de arte, o espaçamento adotado para os tirantes adquire uma enorme importância, pois por exemplo, caso o espaçamento dos tirantes passe a metade, em teoria, os momentos das cargas permanentes nas longarinas entre tirantes baixa 4 vezes, o que traduz que a variabilidade da esbelteza dos tabuleiros nas pontes de tirantes depende de inúmeros fatores que estão interligados.

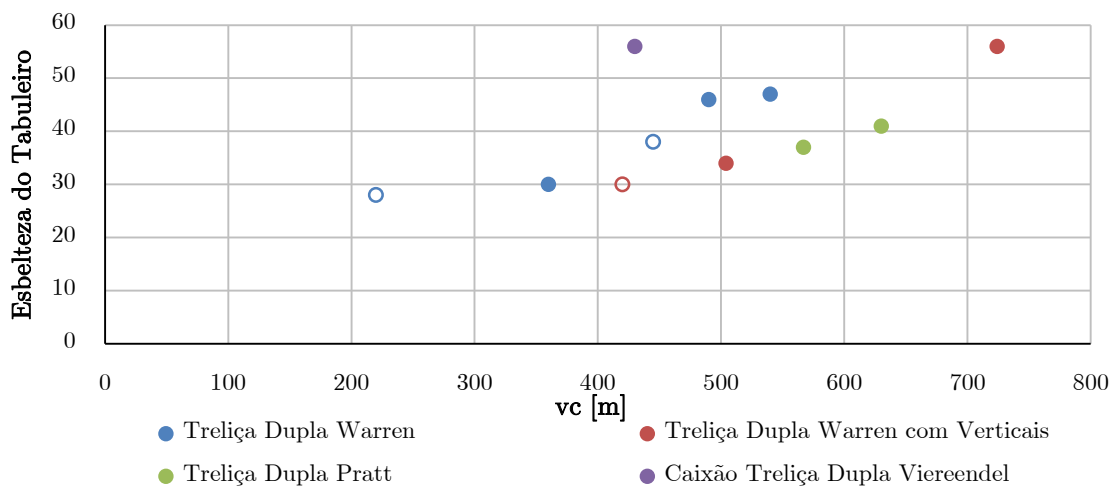


Figura 106 - Correlação da esbelteza dos tabuleiros e os vãos centrais vc

A variabilidade da esbelteza dos tabuleiros de dois níveis nas pontes de tirantes depende ainda de outro fator - a inclinação das diagonais com a vertical - que é um parâmetro importante na eficiência da treliça, pois é através da treliça que a carga vertical é transmitida até aos apoios. Diagonais pouco inclinadas estão sujeitas a cargas muito elevadas, mas se estas forem muito inclinadas serão necessárias demasiadas diagonais, complicando assim a estrutura e aumentando as zonas de soldadura. Sendo assim é necessário existir um equilíbrio

entre estes dois fatores, para determinar a sua inclinação. Esses fatores dependem da altura do tabuleiro e da carga que é induzida no tabuleiro pelos tirantes. À partida, quanto maior for a inclinação dos tirantes com a horizontal, menor serão as cargas induzidas nos tabuleiros.

De acordo com o gráfico representado na figura 107, é possível perceber que a esbelteza da amostra realizada tende a aumentar para valores de ap/vc maiores, o que quer dizer que quanto maior for a esbelteza de um tabuleiro maior é a verticalidade dos tirantes, e consequentemente menor é a carga transmitida para o tabuleiro. A correlação dos resultados mostra que 3 pontes não seguem a convergência geométrica apresentada pelas outras pontes. Esses valores são dispersos devido a outros fatores que conseguem controlar a deformabilidade do tabuleiro: no caso da ponte com esbelteza 30, a deformabilidade do tabuleiro é compensada pelas torres, que apresenta uma estrutura bastante robusta, mas é esteticamente negativa; relativamente à ponte com esbelteza 56 e ap/vc igual a 0,23, apresenta um tabuleiro bastante rígido em caixão com uma treliça dupla do tipo Viereendel, que compensará a deformabilidade do tabuleiro; No que concerne à ponte de esbelteza de 56 e ap/vc igual a 0,26, a ponte apresenta uma relação de vl/vc igual a 0,67, o que quer dizer que o vão lateral compensará através dos tirantes a deformabilidade do tabuleiro no vão central.

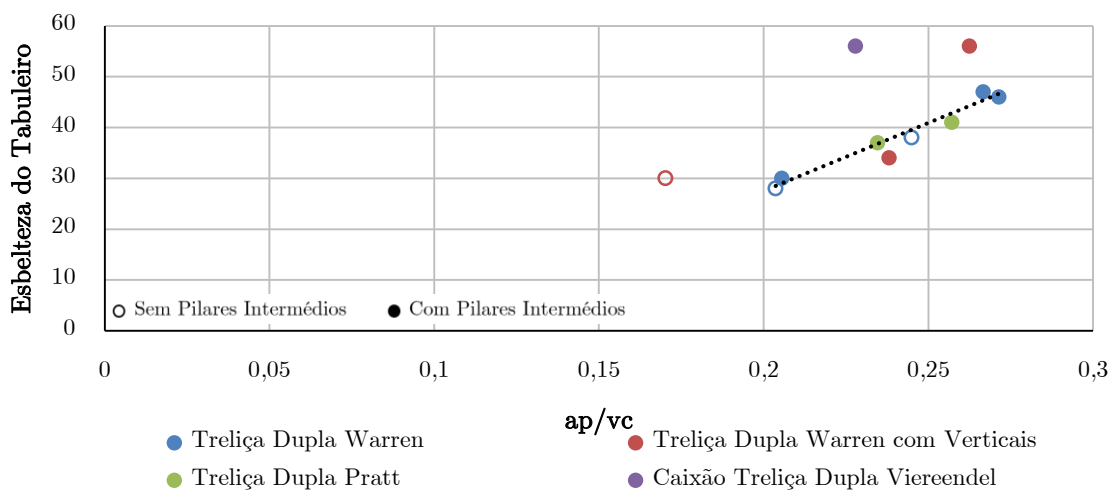


Figura 107 - Correlação da esbelteza dos tabuleiros e razão ap/vc

3 ANÁLISE PRELIMINAR DO PROJETO

3.1 Formulação e Descrição do Problema

O problema proposto consiste em desenvolver um projeto base de uma travessia sobre o rio Lima, entre a cidade de Viana do Castelo e as freguesias de Darque ou de Mazarefes da margem sul do rio, com componentes rodoviárias e ferroviárias.



Figura 108 - Vista aérea sobre as atuais pontes de Viana do Castelo e foz do rio Lima [87]

A justificação para o tema proposto, isto é, para a realização do projeto da ponte rodoferroviária, é principalmente pelos dois aspetos seguintes: primeiro porque a atual ponte (ponte Eiffel), que satisfaz o tráfego rodoviário e ferroviário em simultâneo, é centenária (património municipal) e consequentemente é alvo de reabilitações sucessivas há vários anos, logo tem limites relativamente às exigências funcionais que atualmente são impostas pelas normas e regulamentações, o que condiciona o tráfego; em segundo, até ao momento não existe nenhuma ponte em tirantes com tráfego rodoviário e ferroviário em simultâneo em

Portugal, o que torna a presente pesquisa/estudo e conceção mais motivante e interessante do ponto de vista académico.

É importante também realçar o facto da importância de uma nova travessia sobre o rio Lima em Viana do Castelo, porque este representa um ponto estratégico para o turismo e transporte de mercadorias entre o norte de Portugal (a partir da cidade do Porto concretamente) até Espanha (região de Galiza - cidade de Vigo).

3.2 Requisitos e Critérios Pré-Definidos

Para obter um bom desempenho e sucesso de um projeto, torna-se necessário definir requisitos e critérios bem definidos para a solução a projetar, de modo que no final de um projeto seja realmente obtida uma obra de arte, em que os elementos estruturais trabalhem com um bom desempenho e seja atingido o objetivo principal lançado pelo dono de obra. Quando se concorre, a título de exemplo, para uma obra pública, são analisados em concurso público vários parâmetros propostos pelos projetistas, e também impostos pelo dono de obra. Esses parâmetros e requisitos impostos pelo dono de obra vão influenciar significativamente a solução estrutural a ser adotada, que normalmente são: o custo associado, isto é, a economia da solução; a qualidade de projeto e execução da obra; a funcionalidade; e por fim a estética da obra de arte;

3.2.1 Economia

A solução a desenvolver deve respeitar critérios de bom senso ao nível do custo dos elementos estruturais e das implicações que esta poderá condicionar ao seu redor. Deve-se ter em atenção, principalmente no pré-dimensionamento e no estudo preliminar, os custos diretos associados com os materiais a serem utilizados na definição da geometria da estrutura e o tipo de solução concebida, para que não se obtenham custos elevadíssimos. Também é importante garantir numa fase inicial, os custos indiretos associados à construção da obra de arte, isto é, é necessário ter em atenção o local de implantação da obra arte, os terrenos a expropriar e todas as demais características associadas em redor da obra de arte, de forma a garantir valores económicos aceitáveis.

3.2.2 Funcionalidade

A obra de arte deve respeitar um conjunto de características funcionais propostas pelo dono de obra e também para o futuro caso as tecnologias evoluam. A estrutura deve ser concebida para acomodar duas linhas ferroviárias em bitola ibérica e duas faixas de rodagens com duas vias rodoviárias respetivamente, para satisfazer as necessidades de tráfego presente atualmente e as necessidades futuras até 100 anos como é definido pela regulamentação. A estrutura ferroviária deve garantir a segurança e a funcionalidade de mudança de bitola futuramente, caso haja necessidade. Também deve ser garantida uma via (passeios) para peões. Os materiais a serem utilizados devem respeitar as normas europeias impostas e devem também ser resistentes ao desgaste e fadiga, e também devem ser de fácil manutenção.

3.2.3 Ambiente

Aquando da escolha das várias alternativas possíveis, deve-se ter em atenção às características do meio ambiente onde se insere a obra de arte, para que esta não tenha um impacto ambiental agressivo. A alteração do meio precisa ser quantificada pois apresenta variações relativas, podendo ser positivas ou negativas.

3.2.4 Estética

A economia, que é um importante fator, não é o único a ter em conta, mas também a estética da estrutura. As pontes em muitos locais constituem um marco não só funcional mas também um ponto turístico. É necessário que a conceção da obra de arte esteja em harmonia e esteja em perfeita integração paisagista de modo a não afetar o património cultural e paisagista da cidade de Viana do Castelo.

3.3 Estudo do Local do Projeto

3.3.1 Apresentação dos Locais Propostos

Para definir o traçado em planta ou a implantação da estrutura foi necessário fazer um reconhecimento aos locais mais do que uma vez, por forma a identificar os locais possíveis para satisfazer os requisitos e critérios pré-definidos. As propostas para a implantação estão

identificadas na figura 109, onde se identifica a proposta inicial e duas alternativas respetivamente.



Figura 109 - Propostas para a implantação da ponte

3.3.1.1 Local Inicial para Implantação

O local inicialmente proposto seria a ligação entre o cruzamento da Rua Alves Cerqueira e Avenida Campo de Castelo perto do forte de Santiago da Barra, com o outro lado da margem na Avenida do Cabedelo na freguesia de Darque. A escolha inicial deste traçado justifica-se principalmente com o impacto paisagista que provocaria na área do rio.



Figura 110 - Proposta inicial para a implantação da ponte

Essa ligação provocaria uma alteração profunda e significativa do traçado ferroviário existente e deslocar-se-ia em algumas centenas de metros do traçado atual rodoviário. Seria necessário fazer expropriações de vários terrenos privados como também de terrenos com interesse público municipal



Figura 111 - Acesso na margem norte entre a Rua Alves Cerqueira e Avenida Campo de Castelo



Figura 112 - Acesso na margem sul à Avenida do Cabedelo

De acordo com o plano de pormenor municipal, a área do centro histórico está classificada como edifícios de interesse municipal (Figura 113), pelo que, seria necessário fazer algumas demolições, o que neste caso pode não ser viável do ponto de vista legal. Este traçado implicaria o desvio da linha ferroviária atual quer a jusante e a montante da ponte, o que obrigaria que o tráfego ferroviário seguisse para uma nova linha a ser construída.

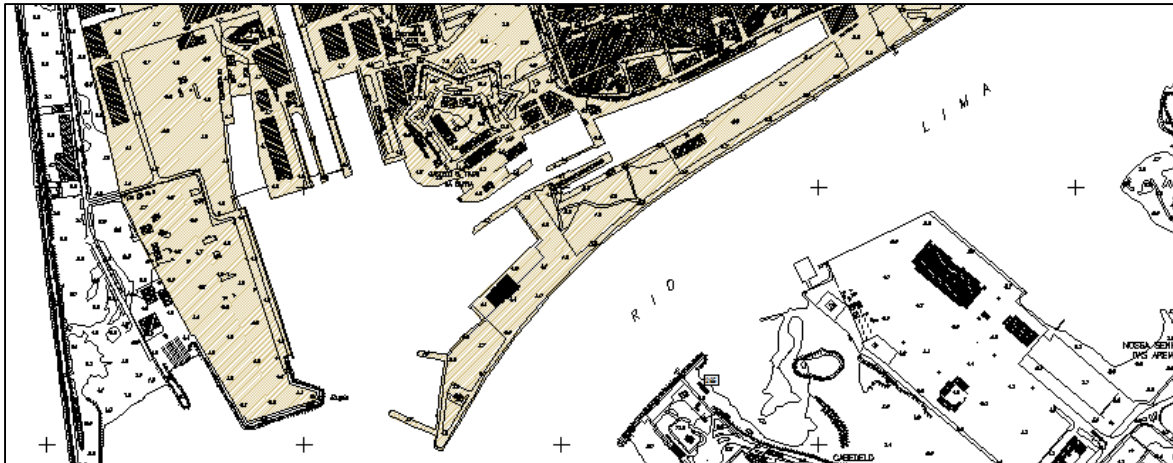


Figura 113 - Área do centro histórico marcada como edifícios de interesse público [88]

O problema e a dificuldade fundamental desta proposta inicial, é relativamente à saída da ponte, isto é, era necessário existir mais área e/ou espaço de terreno à saída da ponte, de modo que o tráfego rodoviário e sobretudo o tráfego ferroviário pudesse transitar da ponte para o centro. Também obrigaria à construção de uma nova estação de comboios, pois neste traçado, a atual estação ficaria jusante da nova linha a contruir.

3.3.1.2 1ª Alternativa para Implantação

A 1ª alternativa é constituída por um traçado muito pouco distante da atual ponte em serviço, o que poderá ser um risco em termos de impacto visual negativo para a ponte Eiffel. Este traçado tem várias vantagens em relação aos outros traçados propostos. A escolha deste traçado justifica-se com a diminuta expropriação de terrenos que será necessário fazer para a nova linha ferroviária, visto que fica próxima da mesma.



Figura 114 - Proposta para a 1ª Alternativa para a implantação da ponte

A ligação da ponte na margem sul (Figura 114) seria através de um pequeno terreno existente, aproveitando o alinhamento da estrada nacional N13 da margem sul, com proximidade da atual ligação da ponte Eiffel da margem norte.



Figura 115 - Terreno de ligação da ponte para o viaduto na margem sul

A presente proposta obrigaria à construção de um viaduto de acesso quer na margem norte como também na de sul, com a preocupação de condicionamentos da largura do tabuleiro por questões de construções existentes como mostra a figura 116.



Figura 116 - Proposta para 1ª Alternativa da ponte e viaduto de acesso na margem norte

Esta ligação tem em conta algumas desvantagens, como altura do tabuleiro ao rio ser baixa de modo a não condicionar a visibilidade para a atual ponte em serviço (ponte Eiffel) e a sua respetiva inserção paisagista.

Esta ligação tem inúmeras vantagens, tais como, os custos associados à construção dos viadutos de acesso terem menor impacto do que o desvio enorme da linha ferroviária em relação à escolha inicial.



Figura 117 - Ponto de ligação da ponte com o viaduto na margem norte

A escolha desta alternativa advém também do aproveitamento do seguimento da estrada nacional N13 em ligação aos viadutos de acesso, que não serão objeto de conceção do presente trabalho académico.



Figura 118 - Local do desvio da estrada nacional EN 13

3.3.1.3 2ª Alternativa para Implantação

Relativamente à proposta desta ligação, foi considerada devido ao desvio ferroviário ser praticamente mínimo. O traçado considerado tem várias desvantagens, tais como, o impacto ambiental ser mais negativo do que as restantes propostas devido estar inserido numa área de flora bastante importante, como também, de acordo com o plano urbano municipal, estar prevista na margem sul a construção de vários edifícios de habitação. Como se pode observar

na figura 118, o desenvolvimento da ponte seria bastante grande, o que obrigaria a dividir o traçado em dois viadutos e a ponte respetivamente.

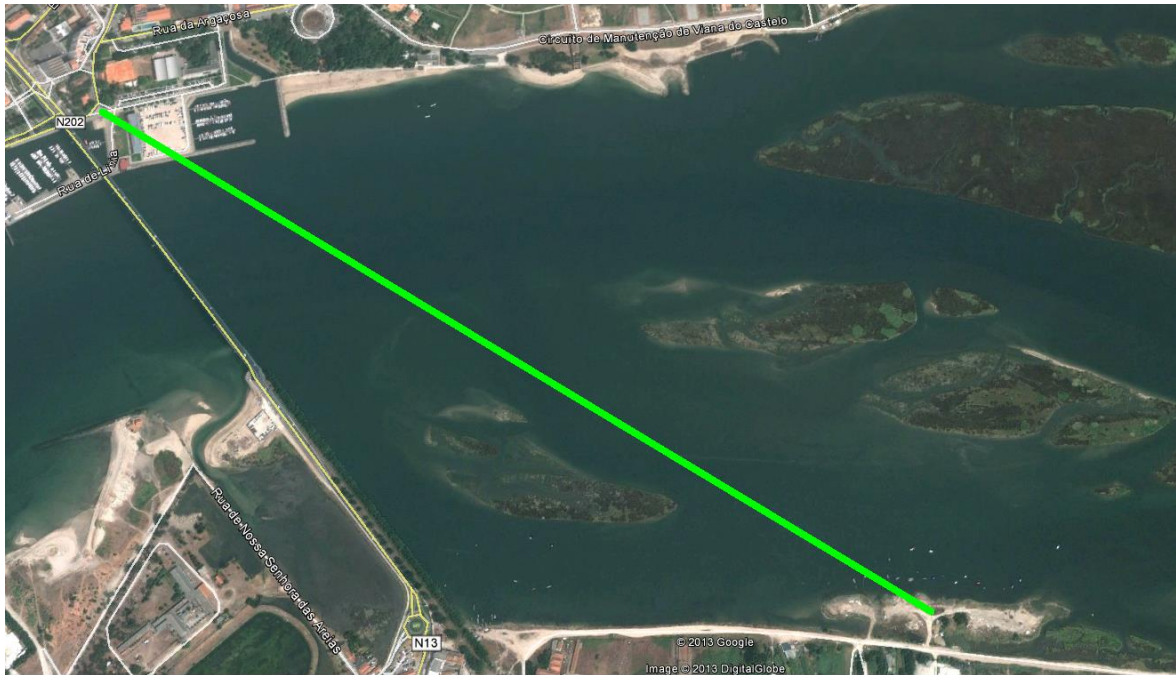


Figura 119 - 2ª Alternativa para a implantação da ponte

Esta ligação poderá ser alvo de um estudo mais aprofundado, já que poderá ser uma alternativa viável apesar de existirem algumas condicionantes, tais como mostra a figura 120 relativo aos planos de pormenor municipal.

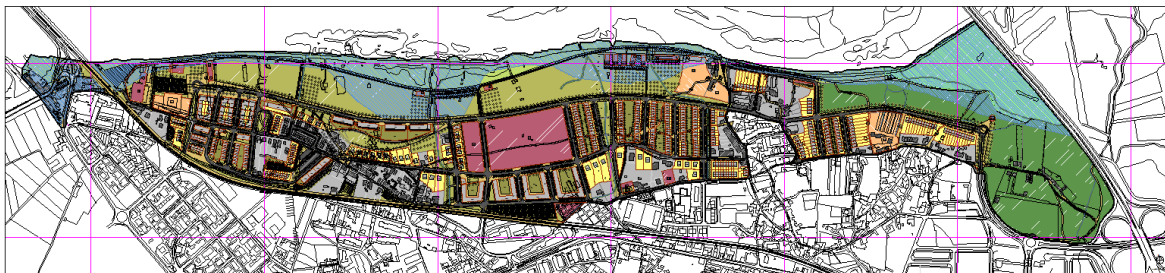


Figura 120 - Plano de Pormenor previsto para a margem sul da 2ª Proposta da ponte [88]

Este traçado tem que ser objeto de um estudo mais aprofundado, visto que poderá ter uma vantagem de não perturbar a integração paisagista do centro histórico de Viana.

3.3.2 Local Escolhido

Considerando todas as propostas e analisando todas as suas características relativamente à economia, impacto ambiental e funcionalidade, optou-se por escolher a 1ª alternativa. A 1ª alternativa tem várias vantagens relativamente às outras propostas, como também obviamente tem desvantagens. A seguir enumeram-se algumas justificações relevantes para a escolha desta proposta:

- Não existe necessidade de grande desvio de tráfego rodoviário e ferroviário, o que poderá ser mais sustentável economicamente;
- Esteticamente tem um melhor impacto relativamente à 2ª alternativa;
- Não implica a mudança da estação de comboios e conseqüentemente uma nova construção relativamente à proposta da escolha inicial;
- Pode-se aproveitar o alinhamento da estrada nacional N13 para a ponte, e assim não existe a necessidade de desvio, à exceção para o viaduto de acesso;
- Existe área suficiente na margem sul para a realização de viadutos de acesso à ponte sem constranger o tráfego ferroviário e rodoviário;
- Na margem norte podem-se aproveitar alguns alinhamentos e traçados de ruas para escoar o trânsito e permitir o acesso à ponte, como também se pode aproveitar o jardim perto do rio para implantação do encontro (ligação do viaduto norte com a ponte);

Como em todas as obras de arte, na escolha do local não existem só vantagens, mas também poderão existir alguns pontos negativos, o que é inevitável, procurando-se assim minimizá-los. Sendo assim, as desvantagens existentes são as seguintes:

- A construção da obra de arte neste local poderá implicar a demolição parcial da marina existente na margem norte;
- Existirão alguns condicionamentos relativamente à passagens de barcos de recreio com torres bastantes altas, o que implicará que metade da marina existente na margem norte não será acessível a este tipo de embarcações;
- Poderá existir a implicação de deslocar parcialmente a marina alguns metros para oeste;

- Existirá algum condicionamento ao tráfego rodoviário na margem norte devido ao reduzido espaço de escoamento e acesso ao viaduto a construir;
- Existirá a necessidade eventualmente de efetuar uma demolição parcial do encontro na margem norte da ponte Eiffel (aspeto altamente subjetivo e/ou discutível!);
- A visibilidade das construções de habitação existentes na margem norte ficará afetada;

Este ponto de escolha da localização da obra arte depende de inúmeros fatores, sendo um deles aqui não discutido como o fator político. Nesta fase de projeto existe a necessidade de fazer um amplo estudo e pedir um parecer técnico das autoridades competentes para o efeito.

3.4 Condicionantes

As condicionantes de projeto são elementos fundamentais, pois irão impor algumas restrições na solução estrutural adotada. É fundamental numa fase inicial avaliar e analisar todos os tipos de elementos que poderão restringir, impor, e condicionar a obra de arte. Os elementos a estudar são observados no próprio local (trabalho de campo), como também, recolhendo documentação técnica através dos sítios das autoridades competentes para o efeito.

3.4.1 Topográficas

Um dos parâmetros mais difíceis no presente trabalho académico é a análise do relevo e da altimetria e planimetria do terreno de implantação da obra de arte. É fundamental ter em especial atenção este ponto porque poderá condicionar substancialmente sobretudo a altura mínima do tabuleiro em relação ao nível do rio, isto é, o gabarit de navegabilidade. À partida, é importante referir que a ponte será, como se sabe, formada por um duplo tabuleiro, com a parte inferior para o tráfego ferroviário e a parte superior para o tráfego rodoviário. Como o tabuleiro da ponte Eiffel está a 7,2 metros do nível do rio, optou-se por igualar a altura, por questões várias, sendo uma delas de integração paisagista. Esta decisão implica que as embarcações que não passarem pela ponte Eiffel, também não passarão na nova ponte. Também será necessário ter em conta que na margem esquerda há um espaço reduzido para escoamento de tráfego e também será necessário ter em atenção as cotas topográficas como mostra a figura 121.



Figura 121 - Planta topográfica parcial da margem norte

Observando a planta pode-se analisar que a ligação do viaduto com a linha ferroviária existente está prevista na cota 7,2 metros. Como existe um espaço reduzido, a variação de cotas, isto é, o desnível entre a ponte, o viaduto e a ligação do viaduto com a linha ferroviária não pode ser muito grande, sabendo que será necessário escoar dois tipos de tráfego a cotas diferentes. Ainda relativamente à margem norte, pode-se observar que o passadiço de acesso à marina existente está à cota de 3,1 metros não sendo necessário intervir no gabarit do tabuleiro. Na margem sul observa-se que praticamente não existe condicionamento nenhum, sendo as condições perfeitas para a implantação do encontro, fazendo a ligação da ponte para o viaduto que fará o escoamento do tráfego e a entrada pela estrada nacional N13. As plantas de altimetria e planimetria do local de implantação encontram-se no anexo.

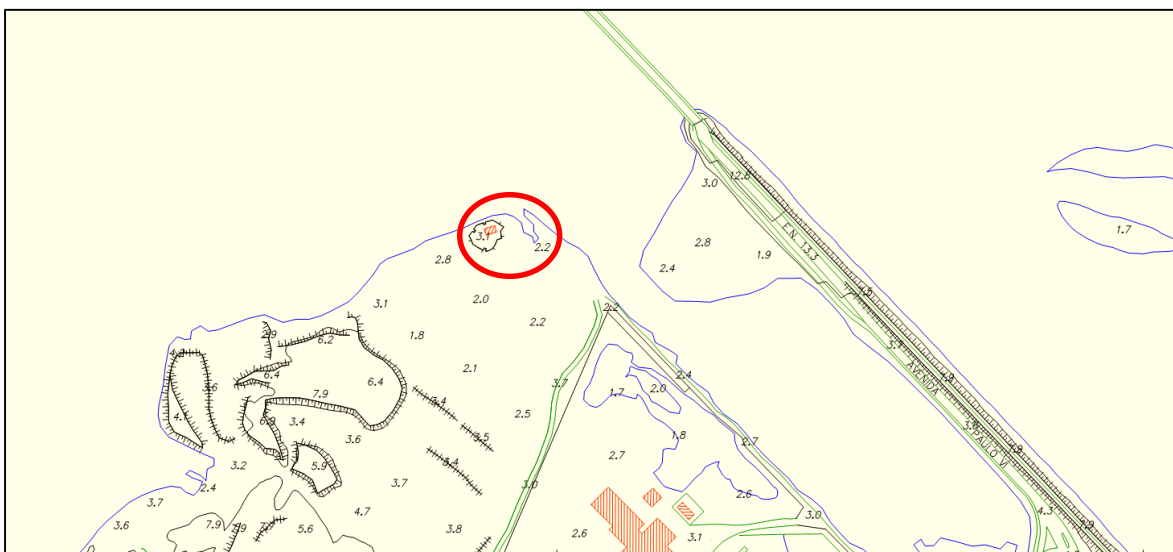


Figura 122 - Planta topográfica parcial da margem sul

3.4.2 Geométricas

Relativamente às condicionantes geométricas, pode-se verificar que na zona do viaduto de acesso na margem norte existe apenas uma distância de 32 metros entre o edifício de habitação e o tabuleiro do viaduto de acesso da ponte Eiffel representado na figura 123. Esta condicionante é muito importante porque delimita a largura do tabuleiro da ponte a implementar. Esta condicionante tem particularmente o interesse de estudar o impacto ainda provocado pela altura que terão as torres da ponte, pois condicionará a visibilidade pelos habitantes do edifício.



Figura 123 - Planta da condicionante geométrica na margem norte

3.4.3 Rodoviárias

Os elementos rodoviários devem obedecer aos princípios, regras e a boas práticas de dimensionamento estabelecido pelas Estradas de Portugal (EP) e pelo Instituto de Infraestruturas Rodoviárias (IP). Os elementos a ter em conta para as condicionantes rodoviárias para o tabuleiro na parte superior que interfere em todo o seu conjunto é a velocidade de tráfego, a largura da faixa de rodagem, o traçado em planta, a diretriz, os raios mínimos absolutos e relativos, curvas de transição se existirem, inclinações admissíveis, traçado em perfil longitudinal, bermas, valetas, guardas de segurança, etc.

Relativamente ao nível de serviço, isto é, a densidade de tráfego, a velocidade média e a perda de tempo, é preciso ter em conta o ano horizonte para a qual a obra de arte vai ser

projetada de modo a não condicionar futuramente o tráfego; de outra maneira pode-se dizer que, por exemplo daqui a 100 anos, a ponte tem que estar preparada para receber um volume de tráfego maior do que o atual se vier a verificar. Para uma velocidade base de 100 km/h e uma dupla faixa de rodagem, a largura das vias deve ser de 3,5 metros cada uma. Também deve ser considerada a altura máxima admissível de veículos rodoviários devido aos tirantes da ponte serem inclinados, o que poderá implicar uma condicionante da altura dos tirantes sobre a via rodoviária.

3.4.4 Ferroviárias

A linha ferroviária destinada à obra de arte é para locomotivas convencionais de passageiros e de mercadorias. A norma NP ENV 13803-1 de 2007 define os parâmetros de projeto de traçado de via, as regras e os valores que devem ser utilizados para se determinar a velocidade máxima de circulação, quer em linhas novas, quer nas linhas já existentes. Tal como as normas de traçado para o tráfego rodoviário, esta deve respeitar todos os parâmetros atrás mencionados, como também os da NP ENV 13803-1 de 2007.

Neste tipo de tráfego são relevantes as acelerações dinâmicas produzidas pelas locomotivas que estas impõem à obra de arte, o que não vai ser objeto de estudo neste trabalho, visto que é uma matéria bastante complexa, o que tornaria o presente trabalho bastante extenso. Também existe a necessidade de ter em conta as questões de segurança e de conforto dos passageiros.

O gabarit delimita o contorno transversal de um veículo ferroviário, sendo esse contorno transversal objeto de uma normalização precisa. É fundamental e importante saber o gabarit, pois aos veículos que circulam numa via ferroviária não é permitido desviarem-se da sua trajetória para evitar qualquer obstáculo imprevisto.

O gabarit cinemático envolve as posições mais desfavoráveis que podem ocupar os veículos, tendo em consideração os fatores de folgas, desgastes e tolerâncias dos veículos; estão excluídas, obviamente, as situações anómalas como sejam, designadamente, ruturas de peças ou descarrilamentos.

Na figura 124 são demonstrados alguns tipos de gabarit, da RENFE e com as medidas que devem ser adotadas para todas as obras ferroviárias.

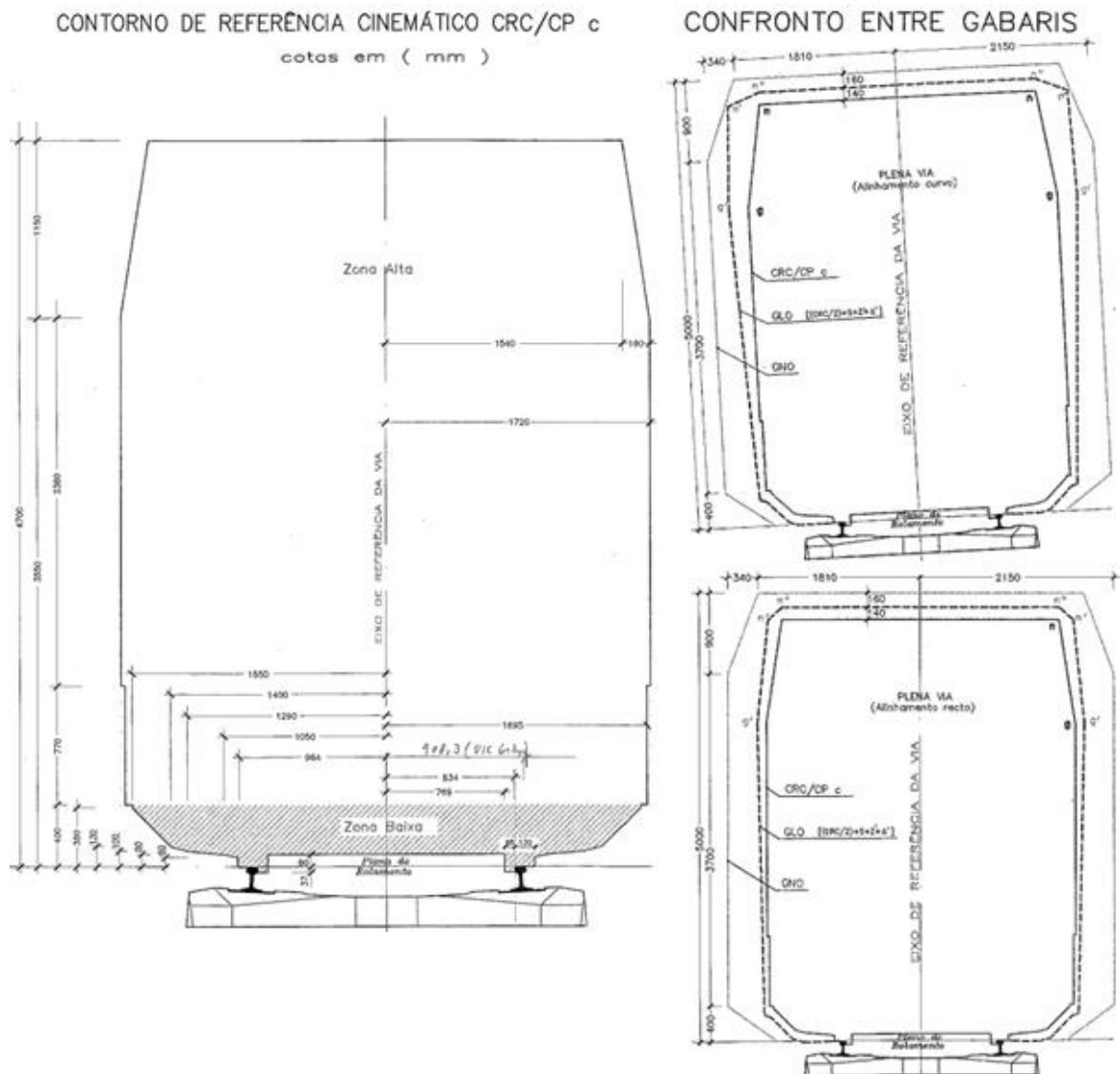


Figura 124 - Gabarit de referência cinemático e de confronto entre gabaris [8]

Também é necessário referir que a via ferroviária vai ser do tipo - Sistema Rheda 2000 - isto é, via não balastrada. A decisão de não levar balastro resulta da recomendação do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) num relatório de avaliação das propostas a concurso para a Terceira Travessia do Tejo [89], em que se afirma a recomendação do estudo de via não balastrada, por este ter uma carga permanente considerável da ordem de 290 kN/m (GRID, 2008), pelo que uma solução que evite o balastro permitiria uma significativa economia.

3.4.5 Geológico - Geotécnicas

A importância de conhecer as características geotécnicas do local da obra de arte é fundamental, pois irá influenciar o comportamento estrutural da obra de arte, e também irá condicionar o tipo de fundação a utilizar. Portanto, torna-se obrigatório realizar um ensaio de prospeção geotécnica para conhecer uma grande diversidade de aspetos de natureza geológica, geotécnica, ambiental, etc, para que o autor do projeto fique a conhecer essas informações, e que irão ter implicações nas ações a considerar no projeto, nas propriedades dos materiais e na geometria da estrutura.

Como não foi possível obter informações geotécnicas detalhadas do local de implantação através das entidades oficiais, necessárias para o presente trabalho académico, obtiveram-se informações fornecidas no documento da comunicação da reabilitação das infraestruturas da Ponte Eiffel, no 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes realizada por diversos autores [15], podendo-se considerar aproximadamente os parâmetros apresentados, visto que o presente projeto é muito perto da ponte Eiffel.

Pode-se observar no documento [15] a batimetria realizada na zona da ponte e conclui-se que a cota do leito do rio na zona dos pilares é variável, atingindo a profundidade máxima de 5,24 metros (cota referida ao zero topográfico). A fundação dos pilares está fundada na camada aluvionar numa formação arenosa uma vez que o substrato rochoso só ocorre a muita profundidade. Os pilares estão atualmente enterrados na referida formação aluvionar cerca de 6,10m.

3.4.6 Hidrológicas

Os dados relativos à hidrologia do rio Lima são fundamentais, para conhecer alguns parâmetros importantes, pois podem condicionar a conceção da estrutura. A água do rio induz imensos problemas, tais como: o regime do curso de água, as ações hidrodinâmicas sobre os pilares, a erosão na zona de fundação dos pilares, a natureza do fundo do rio e das margens. Também é importante conhecer alguns parâmetros das máximas cheias, conhecer os elementos da bacia hidrográfica a montante da secção onde se localizará a ponte e o valor do caudal.

Relativamente aos Recursos Hídricos, a obra de arte insere-se na bacia hidrográfica do rio Lima, no estuário do rio Lima. O baixo estuário do rio Lima é constituído por uma bacia

ampla e pouco profunda. Em 2000 foram retirados do leito do estuário cerca de 462 000 m³ de sedimentos para manutenção da navegabilidade do canal de acesso ao porto comercial. No que concerne à Hidrodinâmica, o caudal médio anual é de 63,55 m³/s. Em condições médias de vazante, verificam-se velocidades máximas de cerca de 0,8 m/s.

3.4.7 Meteorológicas

No que concerne aos fenómenos meteorológicos, é fundamental obter informações no que respeita à temperatura média anual, como também aos picos de verão e inverno, bem como à velocidade do vento característico do local de implantação, visto que tem uma ação física preponderante sobre a estrutura a conceber. Os dados climatéricos foram obtidos na Estação Climatológica de Viana do Castelo/Meadela. Pode-se constatar que a temperatura média anual é na ordem dos 14,3 °C. Os valores mais elevados da temperatura média mensal do ar registam-se nos meses do Verão, mas de forma geral, não se elevam muito acima dos 20 °C. No Inverno, apesar de ocorrerem temperaturas baixas, registam-se apenas 13,1 dias com temperaturas inferiores a 0 °C. Os valores de precipitação média anual rondam os 1400 mm. Durante o Verão, os ventos dominantes sopram fundamentalmente de norte, noroeste e sudoeste. A região apresenta uma velocidade média do vento relativamente baixa, com uma média anual de cerca de 2,3 m/s.

3.4.8 Integração Cultural, Urbanística e Paisagista

A obra de arte a implementar tem que constituir um marco cultural e turístico da região, porque quando se projeta uma obra desta envergadura, esta tem que constituir uma mais-valia para o meio onde se insere. Como em todas as obras de arte de muitas cidades em Portugal e no estrangeiro, muitas delas são centros de atenção por parte dos visitantes e são destinos quer pela sua grandeza histórica, quer pela sua imagem proporcionada e são um grande contributo a nível social e económico. Também existe a necessidade de ter em conta alguns marcos e eventos anuais de ordem cultural e desportivo respetivamente.

A cidade concentra uma comunidade vasta de praticantes de desporto automóvel, fluvial e de atletismo. Este último pode ser muito importante no condicionamento da estrutura a conceber, pois tem que estar preparada para o elevado predomínio de peões, e as consequências que estes podem implicar na estrutura. A integração estética e paisagista é um parâmetro muito relevante na conceção estrutural. Um dos mais difíceis aspetos de

conciliar (não desde o presente, mas há séculos) é a integração funcional-estética-paisagem; estes três aspetos têm que estar em harmonia para um bom impacto visual de quem observa a ponte nas margens, como também quem visualiza a paisagem na própria ponte.

3.5 Implantação

A implantação da obra de arte necessita da observação e do estudo de todos os elementos, condicionamentos e exigências já estudados nos subcapítulos anteriores. Convém fazer referência que é imperativo o estudo da implantação quer em planta quer em perfil do local escolhido. Como foi referido anteriormente, o local escolhido foi a 1ª alternativa pelas razões já devidamente justificadas. Na implantação da ponte, como está inserida num espaço urbano, existe a dificuldade de a dispor de maneira que tenha o menor impacto nas estruturas existentes (traçado rodoviário e ferroviário, construções existentes, etc).

Como a obra de arte a projetar é dependente dos viadutos de acesso e dos desvios dos traçados rodoviários e ferroviários que dão acesso a este, no presente trabalho procurou-se caracterizar o traçado desses viadutos, como também o desvio que provocaria nos traçados rodoviários no caso da estrada nacional EN 13 como também nos arruamentos da margem norte e na linha ferroviária. Neste subcapítulo apresentar-se-ão as referências à implantação da ponte e respetivamente aos desvios e acessos a contruir, mas que não serão objeto de estudo da sua conceção.

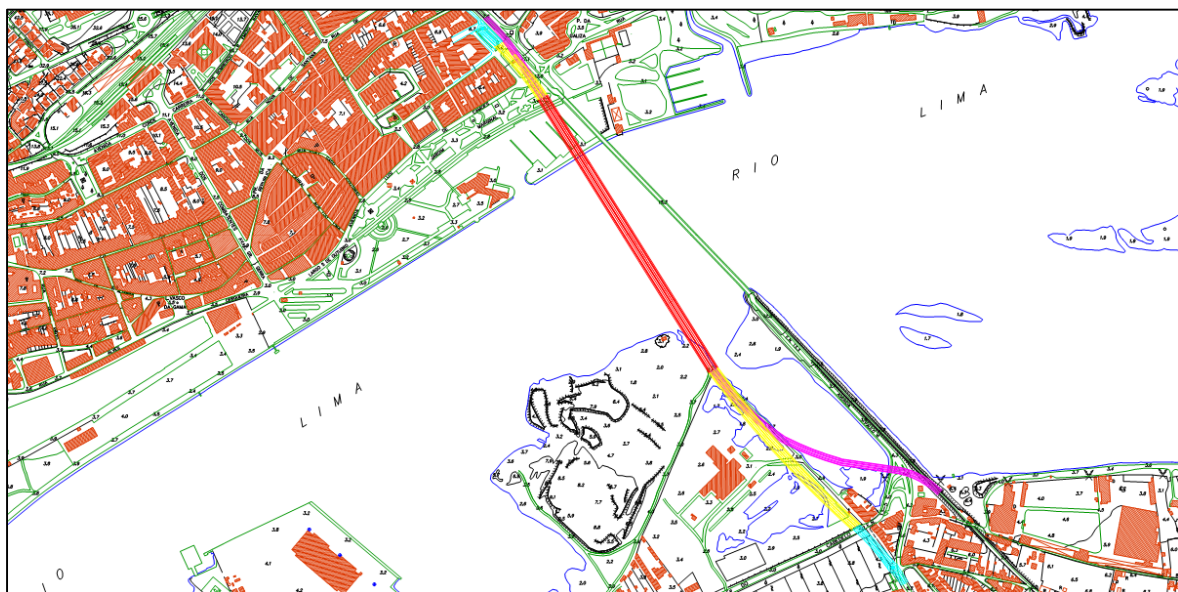


Figura 125 - Implantação da obra de arte e dos viadutos de acesso

3.5.1 Margem Sul

A implantação da obra de arte está dependente do acesso pela margem sul. Esse acesso é feito pela estrada nacional EN 13 para o tráfego rodoviário e pela linha ferroviária respetivamente. Para que a implantação da obra de arte ocorra, é necessário que exista um desvio da estrada nacional EN 13 e da linha ferroviária.

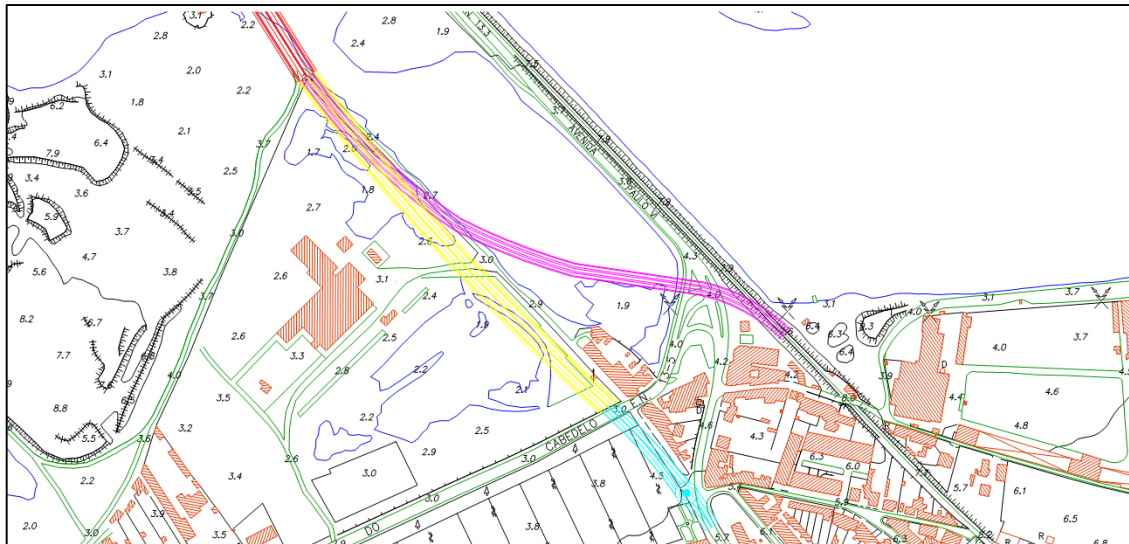


Figura 126 - Implantação de traçado total na margem sul

Nesta margem sul praticamente não existem condicionamentos, facilitando por isso o acesso à obra de arte. Na figura 126 pode-se observar o desvio do tráfego ferroviário (de cor magenta) e o desvio da estrada nacional (de cor azul), em que estes irão progressivamente coincidir a cotas diferentes no viaduto de acesso (cor a amarelo) de modo a permitir a entrada e saída da ponte que será concebida em tabuleiro duplo.

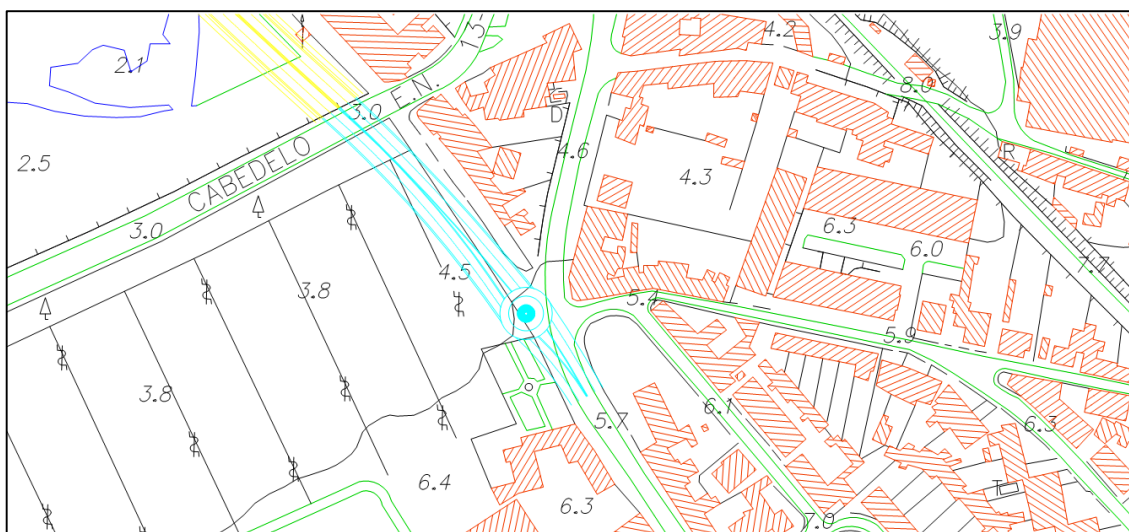


Figura 127 - Desvio da estrada nacional EN 13

Este tipo de acesso não é novo, já que é utilizado em várias obras de arte com tabuleiro duplo. O tráfego começa a convergir nos desvios impostos até que coincide em cotas diferentes num único viaduto.

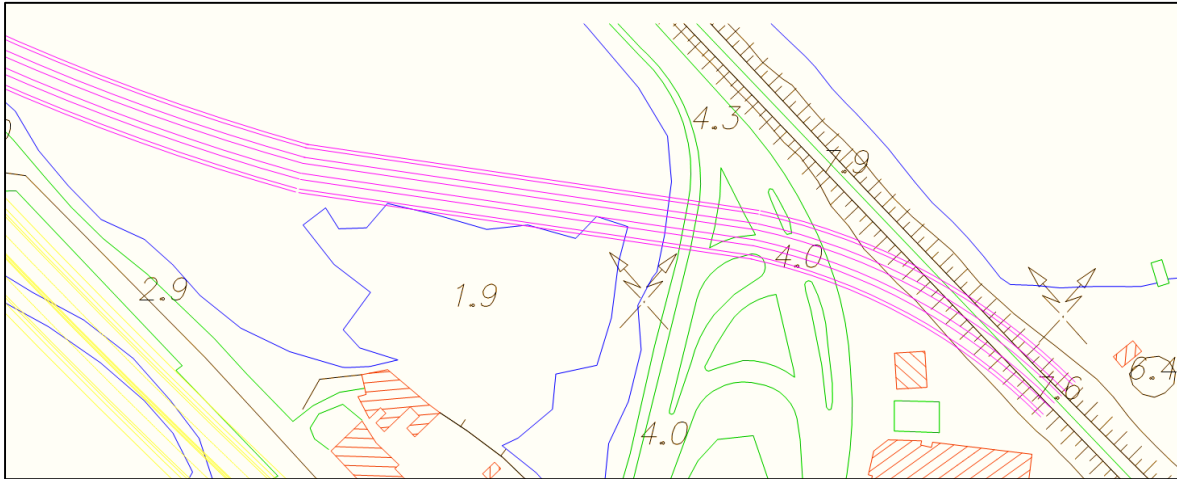


Figura 128 - Desvio da Linha Ferroviária

O tráfego rodoviário será para o tabuleiro superior enquanto o tráfego ferroviário será para a parte inferior por questões de segurança.

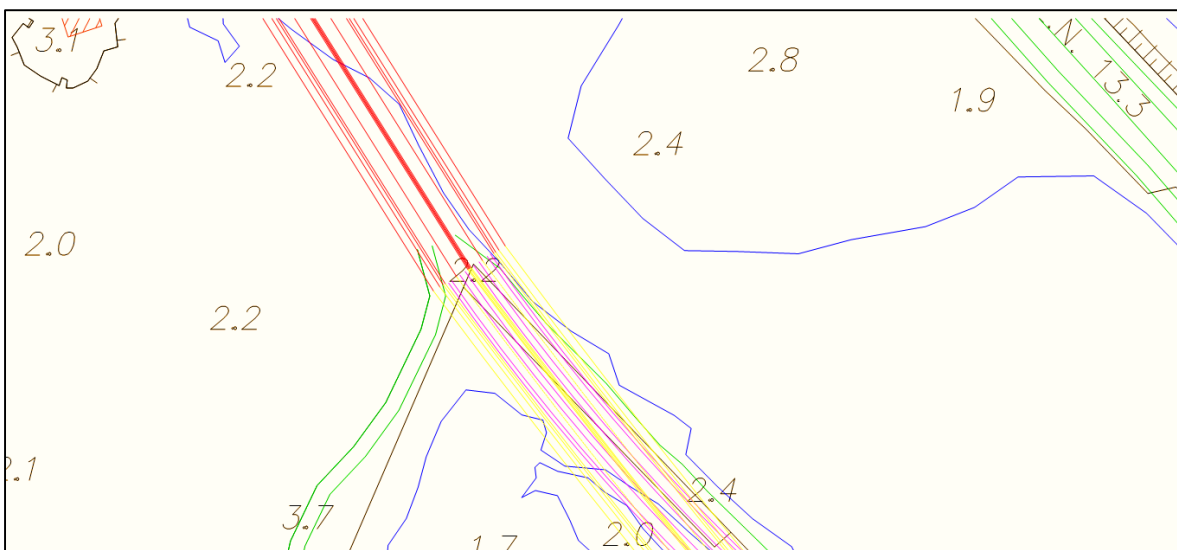


Figura 129 - Ligação entre o viaduto de acesso e a ponte

3.5.2 Margem Norte

A margem norte constitui a maior dificuldade de implantação. Existem diversos condicionamentos implicados que já foram justificados anteriormente. Na margem norte procurou-se minimizar o impacto sobre os edifícios envolventes e aproveitar o desnível dos arruamentos para intersecção do tráfego com a cidade.

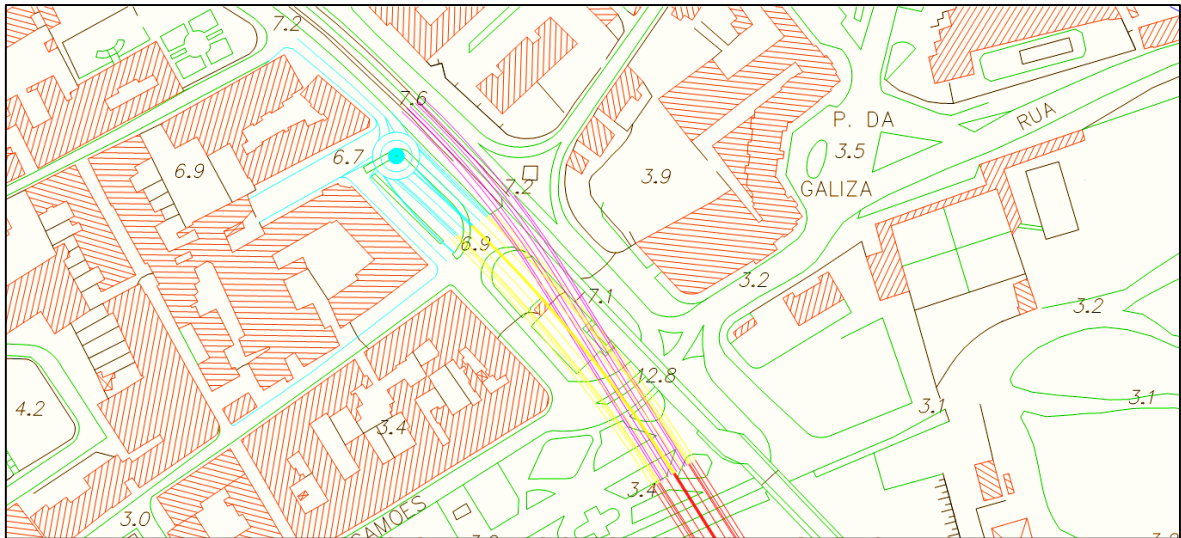


Figura 130 - Introdução do traçado total na margem norte

Nesta margem procurou-se que o viaduto de acesso fosse em direção ao encontro da ponte Eiffel, de modo a que não houvesse destruição da mesma. Sendo assim, aquando da saída da ponte, o viaduto de acesso fará a divergência e/ou a convergência (dependo se o tráfego estar a entrar ou a sair da ponte) da parte rodoviária e ferroviária a cotas diferentes.

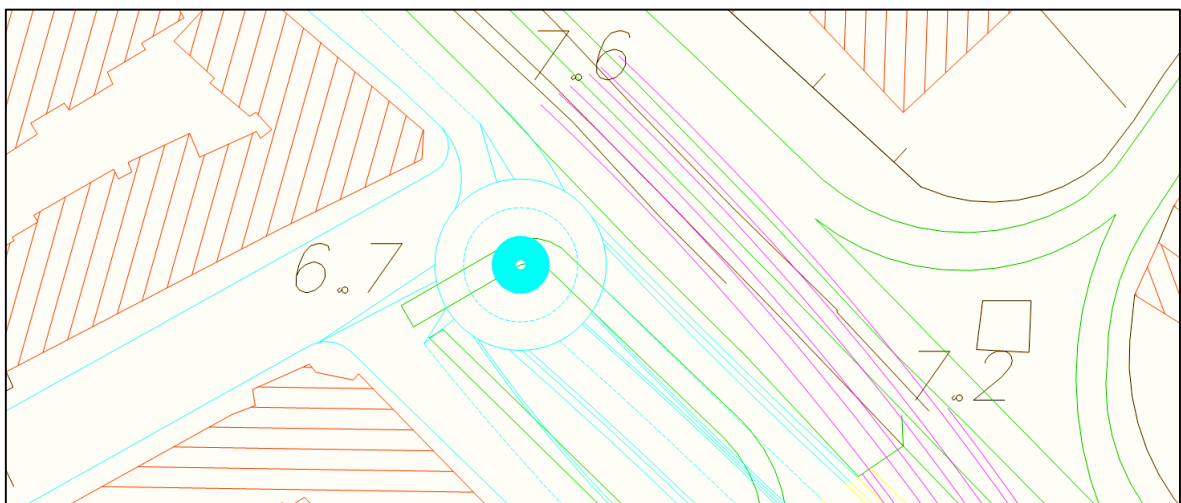


Figura 131 - Desvio do tráfego rodoviário de acesso ao viaduto

Para fazer o acesso à obra de arte é necessário alterar os arruamentos na entrada e/ou saída para o viaduto. Para se concretizar a obra de arte com a implantação apresentada, pode ser necessário proceder à construção de uma rotunda para a circulação do trânsito fluir. Pode ser necessário fazer uma escavação de terreno para que o desvio da linha ferroviária vá ao encontro da linha já existente.

Como na margem norte o terreno é inclinado, e como tem um comprimento médio de 160 metros desde a ligação do viaduto de acesso com a ponte à rotunda a construir, é necessário que aquando do cruzamento do tráfego rodoviário e ferroviário se inicie e/ou acabe em cotas diferentes. Para que isto aconteça é necessário que o viaduto da parte superior se mantenha constante até ao fim e que o viaduto da parte inferior (ferroviário) tenha uma pequena inclinação negativa até poder depois subir até ao cruzamento da linha ferroviária já existente.

3.5.3 Implantação e Desenvolvimento sobre o Rio

A implantação da ponte sobre o rio terá um desenvolvimento de 660 metros, na qual será dividido em 3 partes, isto é, terá um vão principal de 330 metros e 165 metros de vão lateral em ambos os lados.

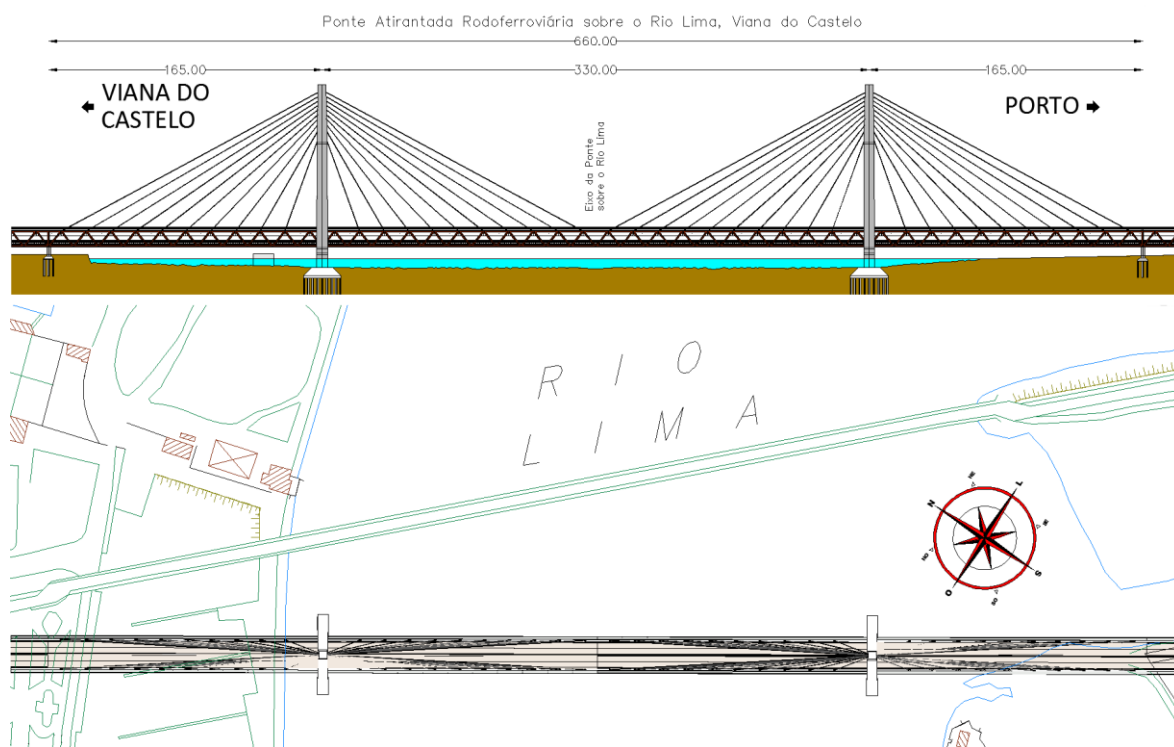


Figura 132 - Alçado e Implantação da ponte sobre o rio Lima

3.6 Conceção Inicial do Sistema Estrutural

3.6.1 Configuração Longitudinal e Sistema Estático

As opções gerais de conceção de uma ponte de tirantes estão todas interligadas entre si, tais como: o número de planos de suspensão (harpa, leque, semi-leque), a forma da secção transversal (a sua geometria), o tipo de tabuleiro (betão, misto aço-betão, metálico), como também a geometria das torres. O sistema longitudinal de uma ponte de tirantes é a base de todo o seu sistema de suspensão, por forma a ser adequado para garantir sobretudo a economia do aço utilizado no tabuleiro, como também nos tirantes.

Fritz Leonhardt (11 de julho de 1909 - 30 de dezembro de 1999) professor de estruturas alemão, foi um dos mais conceituados engenheiros do século XX, especialmente no desenvolvimento de pontes de tirantes. Revela-se assim interessante usar alguns dos seus estudos de conceção acerca deste tipo de obra de arte. Observando as obras de arte projetadas por Fritz Leonhardt, as tipologias usadas normalmente em grandes e médios vãos nas pontes de tirantes rodoferroviárias, variam na maioria dos casos de acordo com a relação do vão lateral com o vão central entre 0,40-0,67. O desenvolvimento total sobre o rio a vencer é de 660 metros.

Muitas obras de arte usam a relação próxima de 0,45, por ser esteticamente mais agradável. Se a relação próxima 0,45 fosse escolhida, a ponte seria em três vãos com o desenvolvimento de 150+360+150 metros com uma relação de 0,43, aproximadamente, por forma a ter desenvolvimentos dos vãos em números inteiros. Esta relação entre vãos poderia ser uma hipótese se a obra de arte fosse uma ponte de apenas tráfego rodoviário e também se existisse apenas uma plataforma como na maioria dos casos. Como neste caso o tabuleiro será duplo (duas plataformas a cotas diferentes) é necessário entrar em linha de conta com o tráfego ferroviário, pois apresenta cargas muito elevadas (de acordo com os regulamentos em vigor) e poderá ser inviável a nível de segurança estrutural poder autoequilibrar para o peso próprio o tabuleiro.

Também é preciso entrar em linha de conta que o tabuleiro a escolher será em treliça longitudinal (ver adiante no subcapítulo referente à conceção geral do tabuleiro) e interessa pois, que o afastamento longitudinal das diagonais Warren seja toda igual no desenvolvimento total de 660 metros, o que neste caso não se consegue obter.

Estando justificadas as razões para a não escolha dos desenvolvimentos dos vãos da relação anterior, optou-se por considerar uma relação do vão lateral com o vão principal de 0,50, isto é, com um desenvolvimento de 165+330+165 metros. Relativamente ao sistema de suspensão, isto é, a forma de atirantamento dos tirantes, eles serão do tipo em semi-leque, pois é o tipo mais projetado, visto que tem inúmeras vantagens do ponto de visto estético e económico. A suspensão será total, visto que a suspensão parcial poderá induzir esforços de torção de valores elevados. Também será necessário entrar em linha de conta com a relação da altura das torres com o vão central, pois irá definir os pesos próprios dos tirantes.

Fritz Leonhardt propôs um estudo da influência da relação da altura das torres com o vão central que tem para o peso do aço dos tirantes (Figura 133). A observação feita no gráfico proposto por Fritz Leonhardt permite concluir que quanto maior for o ângulo formado pelos tirantes com a horizontal menor é a força instalada nos cabos, o que será mais económico.

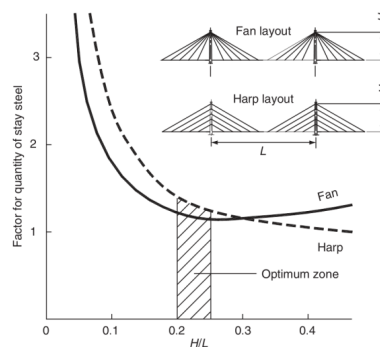


Figura 133 - Peso de aço nos tirantes em função da relação (h/L) [89]

O gráfico apenas contém a informação para sistemas de suspensão em leque e harpa respetivamente. A observação feita para obras de arte em semi-leque e para a proposta para o concurso para a Terceira Travessia do Tejo indica uma relação próxima dos 0,25. Sendo assim definiu-se uma altura da torre de 85 metros para um vão central de 330 metros o que corresponderá a uma relação de 0,257 aproximadamente.

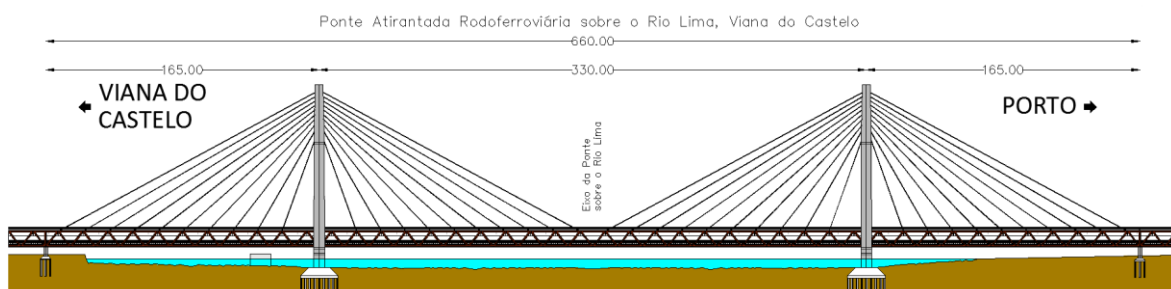


Figura 134 - Comprimento adotado para os vãos laterais e para o vão central

3.6.2 Plataforma Rodoviária e Ferroviária

Tendo-se estudado todos os elementos fundamentais, para ter em conta na conceção preliminar da solução estrutural, existiu a necessidade de definir a plataforma rodoviária e ferroviária. A ponte tem de garantir o tráfego rodoviário para duas faixas de rodagem com duas vias cada uma, de modo a garantir a fluidez do tráfego no presente e futuramente (até 100 anos). Para isso tem de respeitar as normas e os princípios pelas estradas de Portugal que define as larguras das vias, das bermas, etc. A plataforma ferroviária tem que garantir duas vias, uma em cada sentido.

Sendo assim, a proposta para a plataforma rodoviária terá a largura total de 22,60 metros. As vias terão 3,5 metros cada uma, a berma terá 0,60 metros e também será adotado um espaço reservado a ancoragem dos tirantes com 1,20 metros de largura para garantir que todos os tirantes têm espaço suficiente para ancorar e para garantir espaço suficiente caso exista a necessidade para remoção e manutenção dos tirantes.

Relativamente ao passeio, estes terão 1,80 metros de largura, para assegurar que 2 pessoas em simultâneo consigam caminhar paralelamente. O passeio poderia ser dotado eventualmente de uma ciclovia, mas tendo já em conta todas as condicionantes, o tabuleiro não poderá ser maior em largura, pois isso iria originar vários problemas como já enunciados anteriormente.

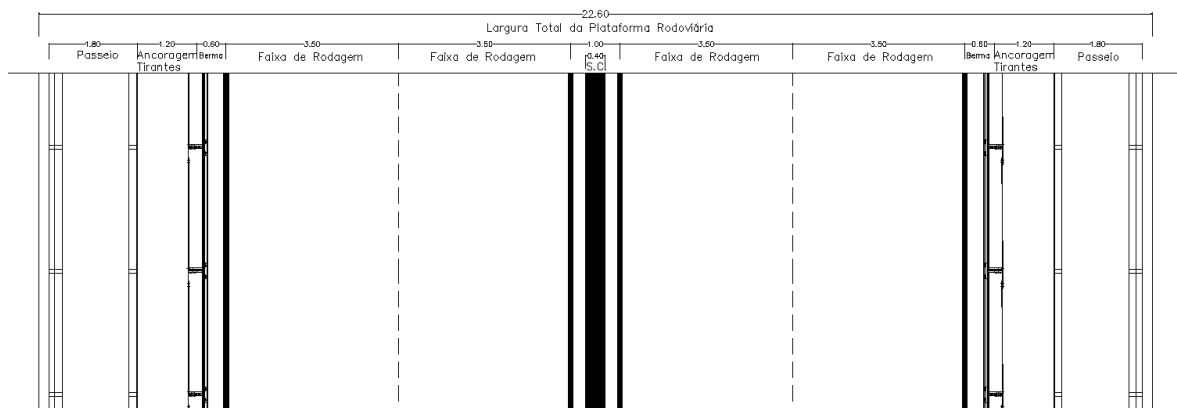


Figura 135 - Planta parcial da plataforma rodoviária

Como se pode observar na plataforma rodoviária (Figura 135), esta terá todos os equipamentos necessários para o seu bom funcionamento e segurança, tais como: um separador central do tipo “new-jersey” com 0,60 metros de largura; guardas de segurança

metálicas para protegerem a área das ancoragens dos tirantes em ambos os lados; e também guarda corpos metálicos para proteger os peões.

A faixa de rodagem será em betão betuminoso. No capítulo dos materiais e equipamentos serão enunciados todos os parâmetros para caracterizar os materiais e equipamentos utilizados. Relativamente à plataforma ferroviária, esta terá duas vias ferroviárias, uma em cada sentido, em bitola ibérica (1668 mm), visto que, de acordo com dados governamentais, a linha de alta velocidade (TGV), se vier a ser construída, não passará por Viana do Castelo.

A plataforma terá a largura total de 11,20 metros, que, além das vias ferroviárias, acomodará dois passeios laterais para manutenção do espaço e evacuação de utilizadores do tráfego ferroviário, se necessário, para cumprir com as regras de segurança, com a largura de aproximadamente 1,60 metros. O mesmo se passará no meio da plataforma, onde existirá um espaço de 0,90 metros de largura, para cumprir com o gabarit cinemático das locomotivas ferroviárias. As vias serão sem balastro e terão 3,5 metros de largura cada uma, albergando os carris do tipo UIC 60 e travessas de monobloco de betão assentes em betuminoso.

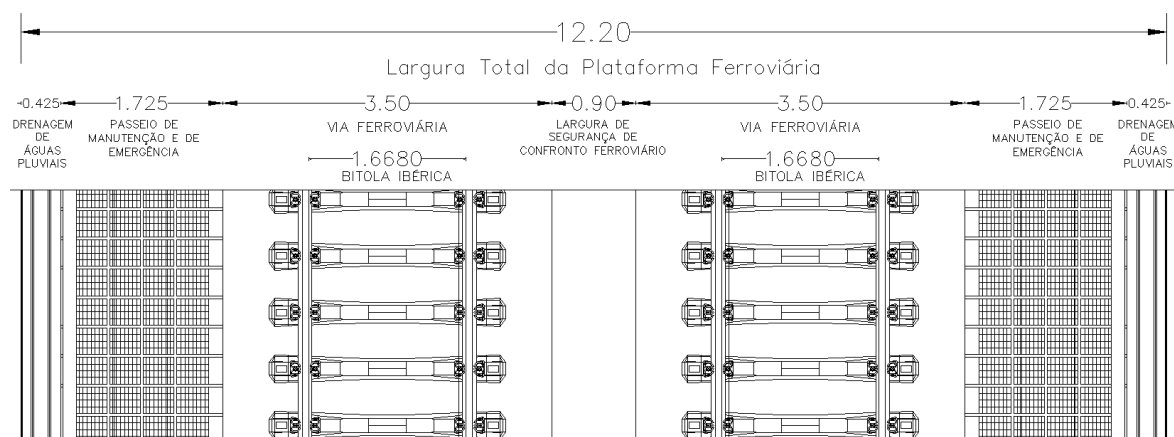


Figura 136 - Corte em planta da plataforma ferroviária

3.6.3 Tabuleiro

A escolha do tipo de tabuleiro e materiais a utilizar varia muito de acordo com algumas condicionantes. Uma das condicionantes mais importantes é o comprimento do vão, que neste caso é de 330 metros no vão central e 165 metros no vão lateral. Também é importante o peso próprio da estrutura a conceber. Uma solução de betão armado seria uma opção bastante pesada, o que iria conduzir a valores bastantes altos. Neste tipo de solução em pontes de tirantes, e com as características que a ela estão associadas, muitos projetistas optam por soluções mistas aço-betão, de forma a aligeirar o seu peso próprio e também

atender à economia da solução. Sendo assim, a proposta será um tabuleiro duplo misto de aço-betão.

A escolha deste tipo de tabuleiro não é inovadora no presente momento, pois em algumas obras de arte já se optou por esta solução. É importante fazer observações a secções transversais já projetadas em algumas obras de arte com estas características, pois irá conduzir a uma melhor conceção do estudo a realizar. Pode-se observar na figura 137 e na figura 138, as propostas para a Terceira Travessia do Tejo e também a ponte proposta para a travessia do estreito Fehmarn Belt entre a Alemanha e a Dinamarca (Figura 139), em que os tipos de tabuleiro se assemelham ao tabuleiro pretendido.

A proposta do engenheiro Cândio Martins para a Terceira Travessia do Tejo, que ligará Chelas (Lisboa) ao Barreiro, foi projetada para tráfego rodoviário e duas componentes ferroviárias, convencional e de alta velocidade. A secção transversal da ponte é mista aço-betão, em treliça mista com uma laje superior, em betão armado, para o tráfego rodoviário e assenta em perfis tubulares metálicos transversais. A laje inferior é constituída por caixas com balastro, em betão armado, para as vias ferroviárias. Estas lajes inferiores assentam em longarinas e em carlingas tubulares.

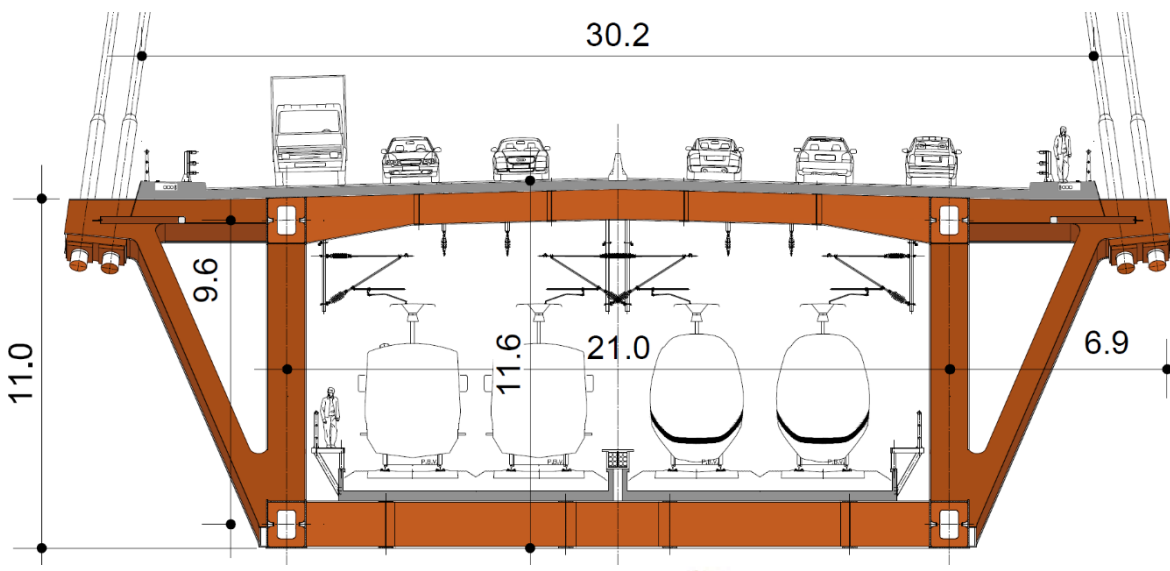


Figura 137 - Proposta da secção transversal mista aço - betão, Eng.º Cândio Martins [90]

A outra posposta que também foi considerada no concurso para a Terceira Travessia do Tejo, foi a do engenheiro Adão da Fonseca. A secção transversal é quase idêntica à do Eng.^a Cândio Martins, apenas diferente nas diagonais que suportam a plataforma inferior e no sítio da ancoragem dos tirantes. Enquanto na primeira solução as diagonais Warren são verticais

transversalmente, esta é oblíqua como se pode observar na figura 138. Ambas as lajes funcionam em conjunto com as treliças mistas na absorção das elevadas compressões introduzidas pelos tirantes, conferindo assim um duplo funcionamento misto.

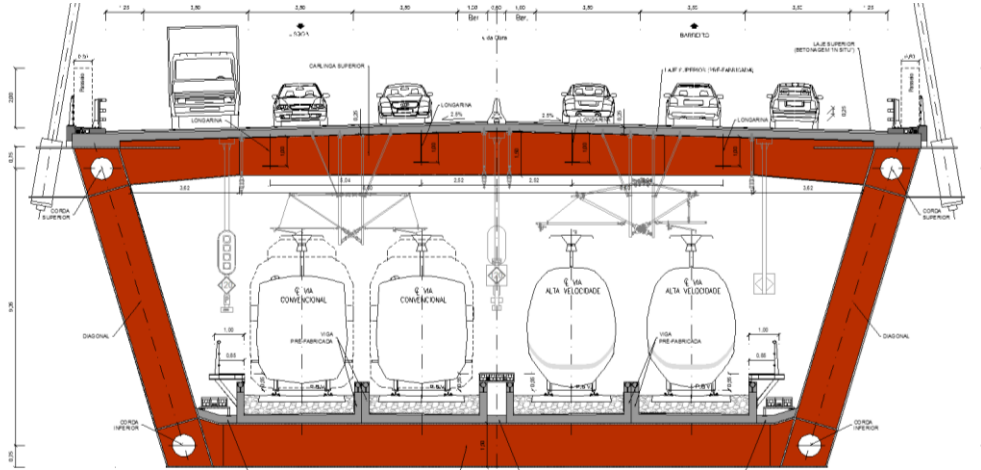


Figura 138 - Proposta da secção transversal mista aço-betão, Eng.º Adão da Fonseca [91]

A proposta para a ponte internacional no estremo de Fehmarn Belt entre a Alemanha e a Dinamarca apresenta uma solução bastante idêntica às anteriores, pelo que apenas a plataforma inferior é projetada para duas componentes ferroviárias em vez das quatro no caso da Terceira Travessia do Tejo. O tabuleiro da ponte de tirantes Fehmarn Belt consiste numa dupla plataforma para o tráfego rodoviário na parte superior e o tráfego ferroviário de duas vias na parte inferior. O tabuleiro em treliça é feito numa caixa de aço fechada com os tirantes ancorados na borda.

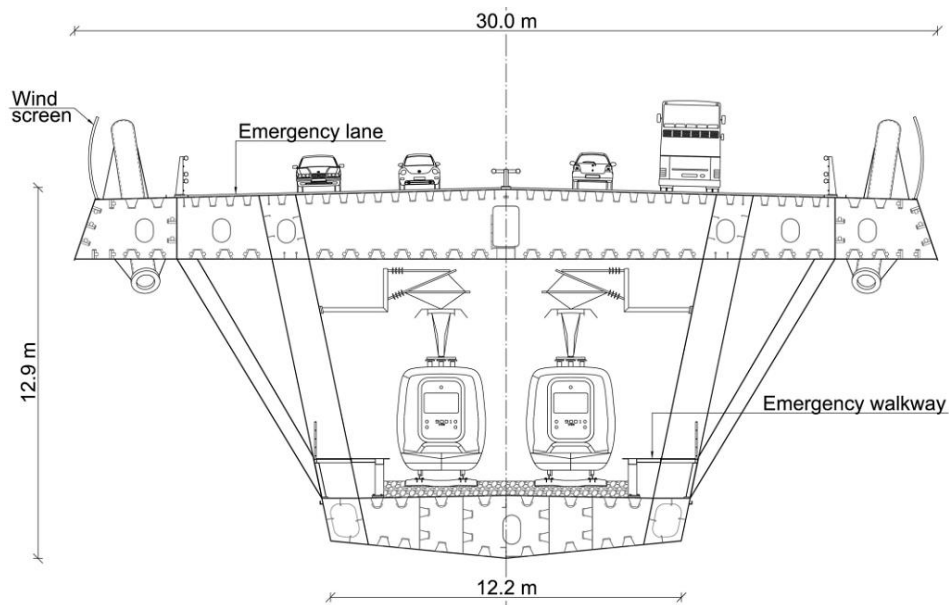


Figura 139 - Proposta da secção transversal da ponte Fehmarn Belt [92]

A altura do tabuleiro a conceber é um aspeto essencial, como já referenciado anteriormente, porque não poderá por em causa a navegabilidade das embarcações (que neste caso não é muito condicionante, porque tem a mesma cota ao rio que a ponte Eiffel), mas também é crucial relativamente à rigidez que tem que conferir de acordo com o vão respetivo. Tendo em conta esta linha de raciocínio, um dos parâmetros que se pode observar por exemplo na secção proposta por Cândio Martins para a Terceira Travessia do Tejo como também na ponte internacional Fehmarn Belt entre a Alemanha e a Dinamarca é, não só o sistema estrutural, mas também a esbelteza correspondente.

No caso da proposta de Cândio Martins, o tabuleiro apresenta uma altura total de 11 metros para um vão central de 540 metros, o que representa uma esbelteza de 49. No segundo caso, na ponte internacional Fehmarn Belt, esta apresenta uma altura total de 12,9 metros para um vão central de 724 metros, o que representa uma esbelteza de 56 aproximadamente.

Observadas todas as condicionantes que importa ter em consideração transversalmente, como os gabarit ferroviários e a altura da cota inferior do tabuleiro ao rio, a proposta para altura do tabuleiro entre eixos deste projeto será de 9,2 metros. Importa realçar que a altura é entre eixos e não a altura total, pois as longarinas irão ser estudadas mais adiante na otimização e pré-dimensionamento dos elementos estruturais, e a altura destas importa ter em consideração para a altura total do tabuleiro, isto é, entre a cota mais elevada e a cota inferior. Sendo assim o tabuleiro apresentará uma esbelteza aproximadamente de 36.

Tendo sido já definidas as dimensões em altura (entre eixos) e largura do tabuleiro inferiormente e superiormente, existe agora a necessidade de implementar qual o sistema estrutural que melhor se adapta e a sua configuração geométrica. Nesta fase, convém salientar, apenas se tem o interesse de configurar geometricamente o tabuleiro e não as dimensões dos seus elementos estruturais. A configuração dos elementos estruturais depende do pré-dimensionamento e da otimização que se fará mais adiante no presente trabalho académico.

O melhor sistema que se adapta para este caso será uma estrutura mista em aço-betão, isto é, o sistema estrutural que confere rigidez maior ao tabuleiro será metálico, enquanto a plataforma inferior e superior será uma laje em betão armado, formando assim um funcionamento mútuo entre o aço e o betão que induzirá muitas vantagens no seu

comportamento estrutural. Foram consideradas duas soluções para o perfil do tabuleiro. Ambas são quase idênticas, sendo que diferem apenas na geometria das diagonais no plano transversal e da existência de duas barras de aço.

Na primeira solução (Figura 140) consideram-se as diagonais verticais no plano transversal com duas barras de aço auxiliares para funcionarem à tração. A geometria da primeira solução é muito idêntica à proposta de Cândio Martins para a Terceira Travessia do Tejo, onde os tirantes ancoram nos bordos da plataforma superior.

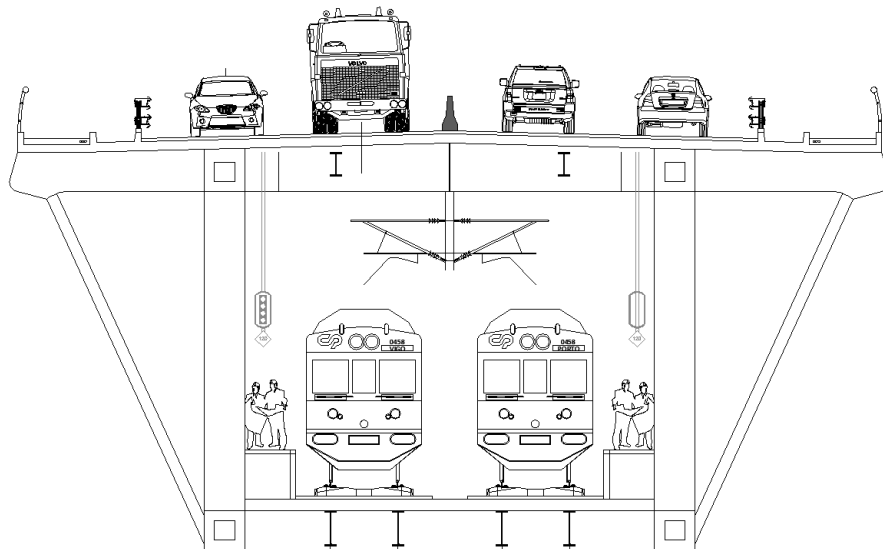


Figura 140 - Proposta da 1ª solução da secção transversal da ponte

Relativamente à segunda solução (Figura 141) optou-se por retirar as barras em aço auxiliares e dispor as diagonais Warren oblíquas transversalmente onde ancoram os tirantes.

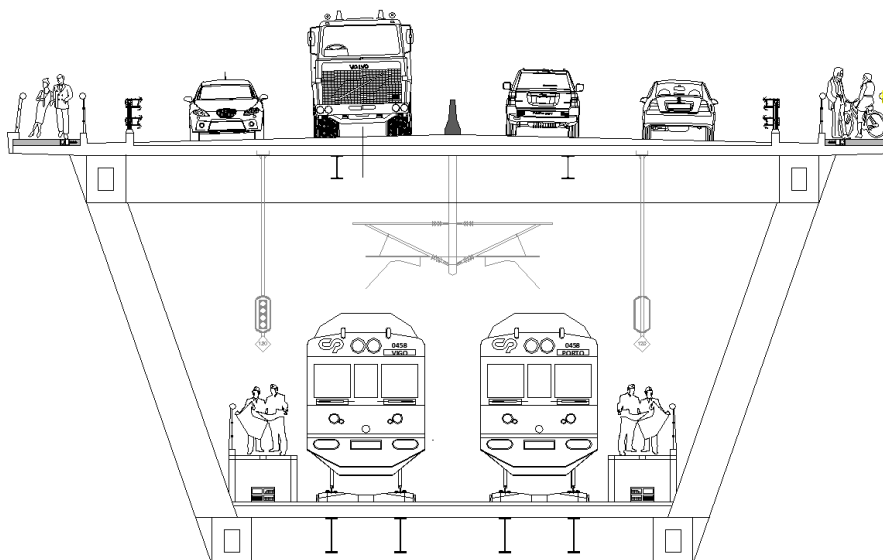


Figura 141 - Proposta da 2ª solução da secção transversal da ponte

Fazendo uma análise cuidada às duas soluções propostas optou-se por escolher a segunda solução. Comparativamente ambas as soluções têm vantagens e desvantagens em certos pontos. Se a escolha recaísse na primeira proposta, poder-se-ia economizar no aço nas diagonais Warren que estariam submetidas a um menor esforço comparativamente à segunda solução; mas por sua vez, seria necessária a introdução de barras em aço auxiliares para compensar os esforços e a ancoragem dos tirantes o que iria conduzir a um maior gasto do ponto de vista económico.

A segunda solução (solução escolhida), terá a desvantagem de as diagonais estarem submetidas a esforços maiores relativamente à primeira solução, por estarem oblíquas no plano transversal, mas tal compensará a eliminação das barras auxiliares em aço porque os tirantes ancorarão na intersecção das diagonais com a carlinga, ao contrário da primeira solução. Também será mais vantajosa porque as lajes nas consolas na plataforma superior (contempladas para tráfego pedonal) funcionarão independentes o que conduzirá a uma redução da sua altura efetiva e do seu peso próprio, o que será melhor do ponto de vista económico.

A secção transversal do tabuleiro será formada por duas vigas triangulares do tipo Warren tubulares metálicas, solidarizadas, tanto ao nível superior como inferior, por carlingas igualmente tubulares metálicas, que terão um afastamento a estudar mais adiante no pré-dimensionamento e otimização dos elementos estruturais. As treliças são ligadas entre si por carlingas, em baixo e em cima, soldadas às respetivas cordas inferiores e superiores. Nas carlingas descarregam as longarinas principais (longarinas exteriores) e as longarinas interiores (em perfis I) que, ao nível inferior e superior, suportam a laje de betão armado.

Na parte inferior do tabuleiro existem 4 longarinas interiores em perfil I situadas sob cada um dos carris para que as tensões induzidas pelo tráfego ferroviário se encaminhem diretamente para os perfis, trabalhando assim duplamente com a laje de betão. Na parte superior, também existirá um número de perfis metálicos em I a estudar mais adiante como os outros elementos estruturais.

3.6.4 Torres

Usualmente o material constituinte das torres das pontes de tirantes varia entre o betão e aço. Mas na maioria dos casos, as torres são concebidas em betão armado por questões do bom comportamento ao esforço atuante de compressão induzida pelos tirantes, e por serem soluções mais económicas relativamente ao aço. Pelo que, o betão foi o material adotado. Na conceção das torres é necessário entrar em linha de conta com alguns fatores, tais como:

- O tipo de suspensão, central, lateral ou as duas combinadas;
- A ancoragem dos tirantes; Condições de ligação tabuleiro-torres, que têm um impacto direto na distribuição dos esforços;
- Os princípios estéticos de conceção, pois as torres são os elementos mais visíveis numa ponte atirantada.

Sendo assim, torna-se importante observar os tipos de geometria existentes adotadas em algumas obras de arte com estas características. As torres, segundo certos autores, podem-se agrupar em função do seu tipo de geometria ou em função do seu tipo de atirantamento. Seguindo o critério do tipo de atirantamento, a suspensão poderá ter um plano central, lateral ou as duas combinadas como já referenciado anteriormente. Relativamente às torres com um sistema de suspensão central (Figura 142), existem dois tipos de famílias de torres que poderão depois divergir de algumas formas:

- As famílias das torres com fuste único;
- As famílias correspondentes das torres por um pórtico em torno do tabuleiro;

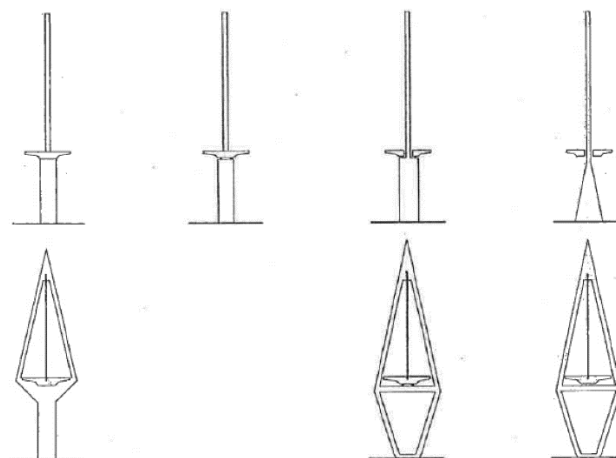


Figura 142 - Diferentes formas de mastros para pontes com plano de tirantes central [124].

Quando se adota a suspensão central no caso de uma torre de fuste único, o tabuleiro necessita de possuir resistência à torção, e devido a isso deve-se utilizar um tabuleiro tipo “caixão”. Esse caso é mais viável se for um tabuleiro para acomodar apenas uma plataforma. Já no caso de um tabuleiro com dois níveis, sendo um deles para tráfego ferroviário (cargas elevadas), a utilização desse tipo de torres poderá ser limitada devido à instabilidade lateral provocada por cargas assimétricas. Por isso, este tipo de geometria de torres está fora de questão.

No que concerne a torres adaptadas para planos de tirantes laterais, poderemos ter também diversos tipos de geometrias, como representa a figura 143.

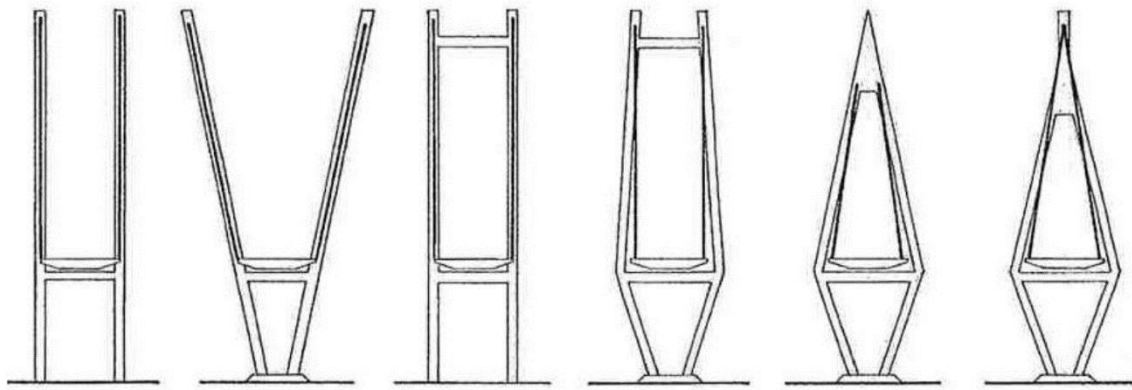


Figura 143 - Diferentes formas de mastros para pontes com plano de tirantes laterais [124].

As torres na solução em A ou Y invertido devem ter altura suficiente para garantir que o espaço para circulação acima do tabuleiro seja adequado. Para conseguir cumprir este requisito funcional é, por vezes, mais económico recorrer a uma configuração da torre que elimine a inclinação transversal dos tirantes. Deste modo, são muito utilizadas as torres em pórtico transversal (Figura 144) para ultrapassar essa dificuldade. No caso de os fustes serem independentes, serão sensíveis às ações do vento transversal e por sua vez aos efeitos de segunda ordem. Por fim, eles não trazem nenhuma rigidez à torção.

Para contornar esses problemas referidos, uma solução passa por ligar o topo dos mastros por um sistema de contraventamento. Assim será possível diminuir os efeitos de segunda ordem, aumentando a resistência aos efeitos transversais como também a participação da estrutura no global aos efeitos de torção, limitando os deslocamentos diferenciais relativos entre os dois fustes.



Figura 144 - Terceira Travessia do Tejo: solução base ALTAVIA Tejo [124].

Para se ter um bom comportamento face às cargas assimétricas, os tirantes devem convergir no topo da torre. Esta solução melhora muito a estabilidade da torre. A opção por torres em forma de A e Y invertido quando se adota uma solução com suspensão lateral, é uma das melhores soluções para torres com grande altura.

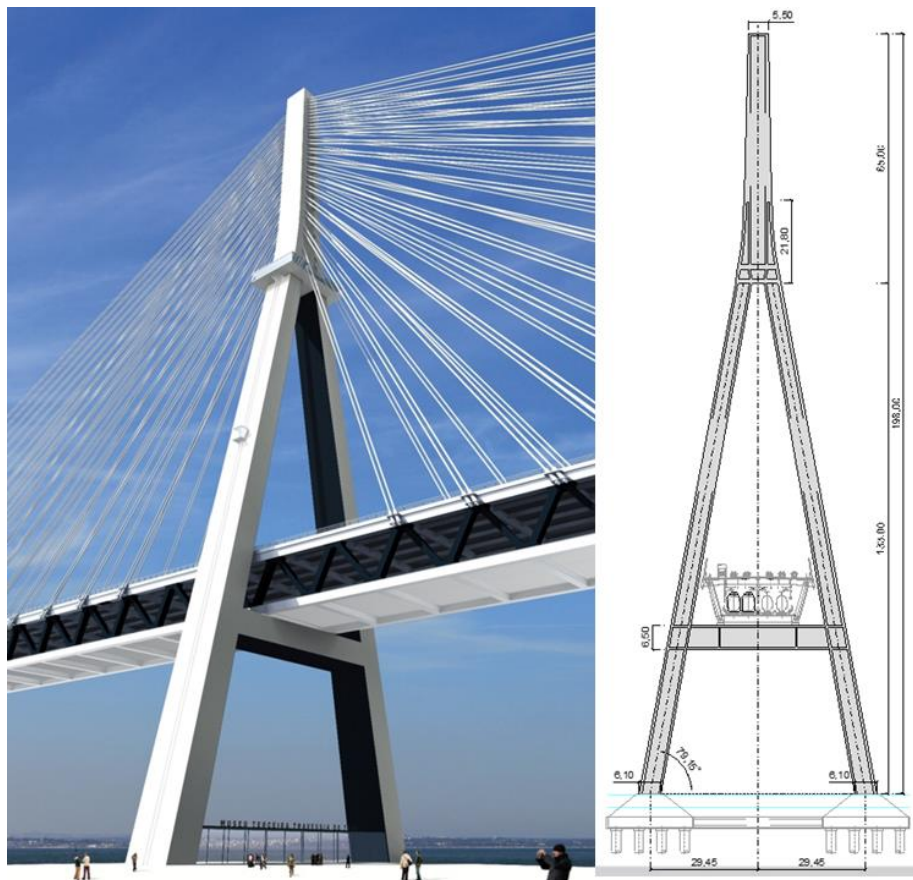


Figura 145 - Terceira Travessia do Tejo: estudo prévio RAFE Tejo/Adão da Fonseca [91].

Inclinar as torres para o interior, ligando-as na parte superior, em forma de A e Y invertido conduz a aumentos significativos de rigidez e de torção bem como a possibilidade de desprezar os efeitos de segunda ordem, assegurando-se também a resistência ao vento transversal. Pelo que, a melhor solução a adotar para o presente caso prático será uma torre inclinada como se pode observar na figura 145 e figura 146.



Figura 146 - Terceira Travessia do Tejo: estudo prévio SENER/GLOBALVIA/Câncio Martins [126].

A solução em A em comparação com uma solução com dois fustes verticais pode limitar o gabarit (se a torre não tiver a altura adequada), mas permite diminuir em cerca de 50% os efeitos de torção que afetam o tabuleiro (Figura 147).

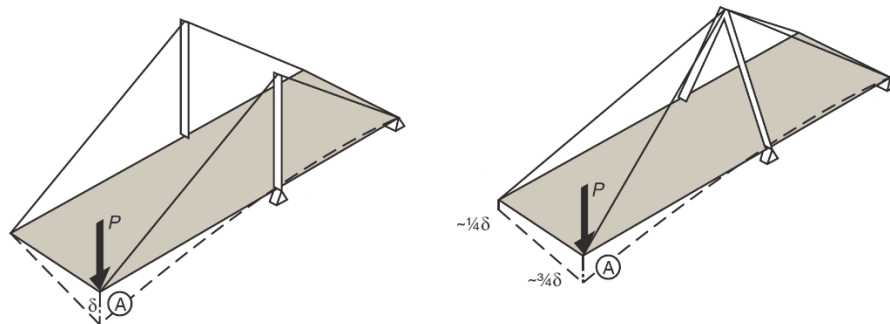


Figura 147 - Comparação da deformação entre um sistema com dois planos de cabos verticais e um sistema com dois planos de cabos inclinados apoiados numa torre em forma de A [125]

Como se pode observar é notória a diferença de deslocamento relativo (entre tipologias de torre) que ocorre na secção do tabuleiro A e A'. Em relação ao projeto TTT o Consortium ALTAVIA Tejo, estudou a possibilidade das torres tomarem a forma de um A (Figura 148). Adotada a geometria em A, também será possível obter uma torre bastante elegante em comparação com uma torre em Y invertido.



Figura 148 - Terceira Travessia do Tejo: solução base alternativa ALTAVIA Tejo [124].

Em algumas situações as torres poderão combinar um tipo de suspensão central e lateral (Figura 149), e noutras pode ser necessário utilizar uma torre com maior rigidez longitudinal para reduzir a deformabilidade do tabuleiro.



Figura 149 - Terceira Travessia do Tejo: estudo prévio de Cândio Martins [127]

Refira-se ainda as peças metálicas usualmente utilizadas no interior dos mastros de pontes atirantadas, para reforço das zonas de ancoragem. Muitas das vezes pretende-se realizar o tensionamento dos tirantes a partir do interior do mastro. Isto é particularmente vantajoso neste caso, já que o acesso à ancoragem do tabuleiro é impossível, por se situar muito próxima da laje de betão. O método mais utilizado para a ancoragem dos tirantes nos mastros é colocar uma caixa metálica no interior das paredes de betão. Deste modo é dispensada a utilização de pré-esforço nas paredes laterais de betão. Os esforços são transmitidos da caixa metálica para o betão através de conectores.

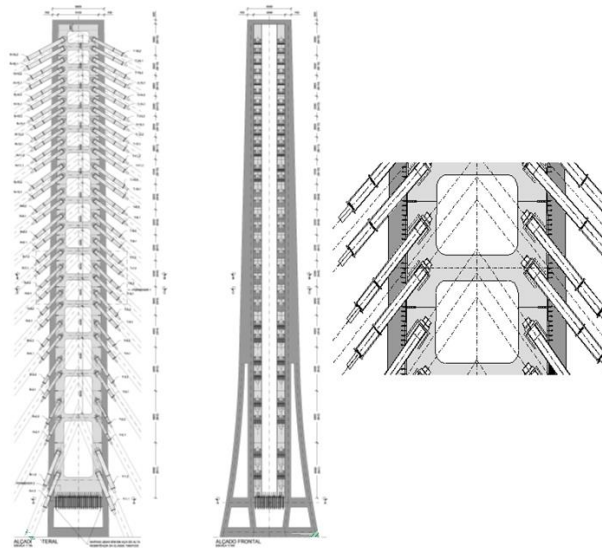


Figura 150 - Alçado lateral e frontal do fuste das torres do estudo prévio da Terceira Travessia do Tejo: RAFE Tejo/Adão da Fonseca [91].

Na perspetiva de fazer uma boa integração paisagística, adotou-se uma torre em Y invertido em betão armado. Este tipo de solução será a mais eficiente em termos estéticos e estrutural. As duas torres terão uma altura de 25 metros para o fuste, 85 metros entre a cota superior do tabuleiro e a cota superior do fuste e 110 metros aproximadamente entre as fundações e a cota superior do fuste. Transversalmente as pernas terão uma inclinação de 75,42 graus. No plano longitudinal as secções das torres terão uma rigidez superior em relação ao plano transversal. As torres serão dotadas de uma travessa que servirá de apoio ao tabuleiro. No dimensionamento apenas será modelada a parte de betão armado das torres desprezando-se a estrutura metálica associada ao sistema de ancoragem dos tirantes. No capítulo 6 relativo ao pré-dimensionamento, será justificado as dimensões adotadas. Na figura 151 apresenta-se a tipologia adotada.

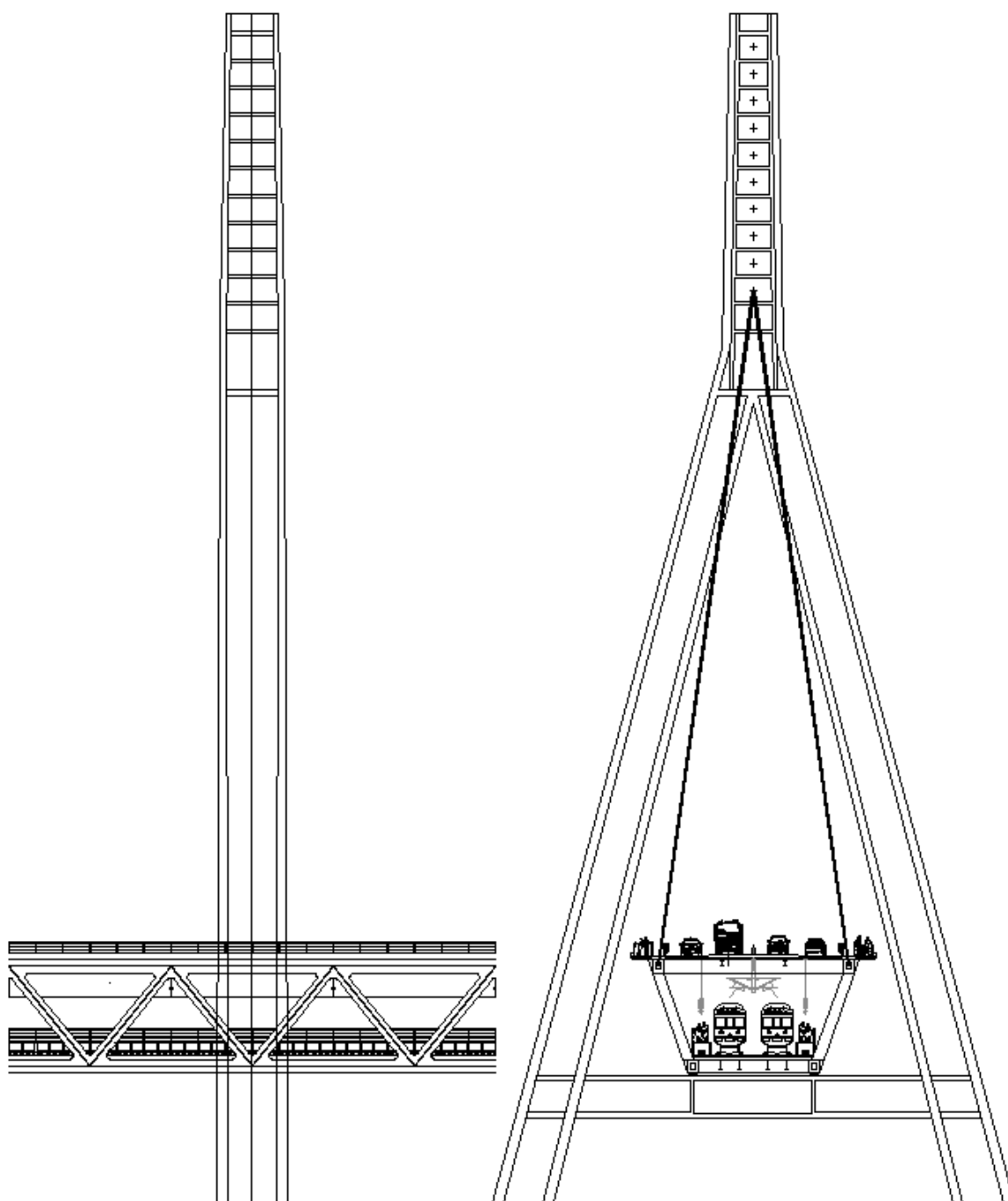


Figura 151 - Secção longitudinal e transversal adotada para as torres

4 MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

4.1 Descrição Geral

Os materiais utilizados num projeto adquirem uma importância relevante, nomeadamente no que diz respeito aos fatores mais importantes a ter em consideração: funcionalidade, facilidade de execução em fábrica e em obra, características mecânicas, durabilidade, agressividade do meio-ambiente. Além desses fatores enunciados, existem outros que se tornam ainda mais fundamentais na seletividade dos materiais, nomeadamente: a estética, a solução estrutural adotada e a economia.

Na solução estrutural adotada no projeto existem determinados esforços nos seus elementos estruturais, como por exemplo as elevadas compressões induzidas no tabuleiro e nas torres, como também trações nos cabos-tirantes. Os materiais mais utilizados nas obras de arte de tirantes são o betão e o aço. Esses dois materiais têm algumas características que poderão ter alguma vantagem da sua utilização neste tipo de obra de arte. O betão é eficiente à compressão e o aço à tração.

Tendo em conta os objetivos propostos para a solução estrutural, considerou-se, de entre os vários materiais existentes e disponíveis do mercado, que o betão poderá ser utilizado nas torres pois garantirá uma maior fiabilidade e resistência aos elevados esforços de compressão. No caso do tabuleiro, o betão poderá ser uma alternativa, mas optou-se pelo aço, pois é um material de elevada resistência (apesar do fenómeno de instabilidade elástica a esforços de compressão) que conduz a estruturas de menores dimensões, o que se tem de considerar pois o tabuleiro terá uma dupla plataforma.

4.2 Betão Estrutural

Os materiais de argamassas de betão são utilizados há milhares de anos em que eram constituídos com argilas, areia, cascalho e água. As civilizações mais importantes que usaram esse material composto foram os romanos, que implementaram esse material em construções de pontes, templos, aquedutos, dos quais hoje ainda se pode admirar, como por exemplo, o Panteon em Roma. A composição do betão consiste na mistura de agregados, ligantes e água. Para satisfazer face aos esforços de tração, são incorporados materiais com elevada capacidade resistente, como o aço, visto que o betão tem uma capacidade resistente pouco considerável às trações comparativamente com esforços de compressões em relação ao qual tem um excelente comportamento. Também existem materiais que podem ser adicionados aos betões (adjuvantes) para atingir determinados objetivos, como por exemplo aumentar ou reduzir o tempo de presa, aumentar a sua capacidade resistente, etc.

Os materiais correntes utilizáveis para formar o betão são os agregados (brita, areia), e também cimentos Portland como ligante. Resumidamente o betão foi o material adotado para as lajes e para as torres, pois é um material caracterizado como: elevada resistência à compressão; baixa resistência à tração comparativamente com a resistência à compressão; excelente trabalhabilidade, moldável; fenómenos de retração e fluência aumentam com a idade do betão.

O betão identifica-se de acordo com as classes de resistência característica do betão à compressão de acordo com a norma NP EN 206-1, como se representa na tabela 1.

Tabela 1 - Resistência à compressão em função da classe [96]

Classe de resistência à compressão	Resistência característica mínima em cilindros $f_{ck,cyl}$ (N/mm ²)	Resistência característica mínima em cubos $f_{ck,cube}$ (N/mm ²)
C 12/15	12	15
C 16/20	16	20
C 20/25	20	25
C 25/30	25	30
C 30/37	30	37
C 35/45	35	45
C 40/50	40	50
C 45/55	45	55
C 50/60	50	60

Ainda em função da classe característica do betão à compressão, apresentam-se as suas características mecânicas a adotar em projeto de acordo com a norma EN 1992-1-1.

Tabela 2 - Características de resistência do betão [105] [106]

Classes de Resistência para o Betão															
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,cube}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	
f_{ctm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	
$f_{ctk,0.95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	
ε_{cl} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,3	2,4	2,5	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	
ε_{cu1} (‰)					3,5					3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	
ε_{c2} (‰)					2,0					2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	
ε_{cu2} (‰)					3,5					3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	
n					2,0					1,8	1,6	1,5	1,4	1,4	

A norma europeia EN 1992-1-1 define algumas propriedades físicas além das anteriores, tais como:

- Resistência característica à compressão de 20 MPa a 100 MPa;
- Coeficiente de Poisson em regime elástico: $\nu = 0,2$;
- Coeficiente de dilatação térmica linear: $1 \times 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$;
- Peso volúmico de [24-26] kN/m³.

A classe de betão adotada para as torres, fundações e encontros será da classe C50/60 por ser um betão de alta resistência, com base nos elevados esforços de compressão atuantes que estão sujeitos estes tipos de elementos estruturais. Relativamente às lajes, o betão adotado foi o da classe C40/50 por ser um betão suficientemente resistente para absorver as compressões e as elevadas cargas concentradas do tráfego ferroviário.

De acordo com as especificações da EN 1992-1-1, as características mecânicas para projeto do betão estão representadas na tabela 3.

Tabela 3 - Características mecânicas para projeto do betão C50/60 e C40/50 [105]

	C50/60	C40/50	
f_{cd}	33,3	26,67	MPa
f_{ck}	50	40	MPa
$f_{ctk0,05}$	2,9	2,5	MPa
f_{ctm}	4,1	3,5	MPa
$f_{ctk0,95}$	5,3	4,6	MPa
$E_{c,28}$	37	35	GPa

4.3 Aço

A utilização do aço como elemento estrutural principal em Portugal, isto é, na construção metálica, tem evoluído ao longo do tempo. Em Portugal a utilização do aço na construção civil tem aumentado, devido ao seu impacto no custo económico. O aço é um dos metais mais utilizados no mercado mundial. Como metal, é utilizado em diversos setores, como na indústria e construção. Este material é muito utilizado na construção de pontes, edifícios, navios, maquinaria industrial, material bélico, etc.

O aço é um composto de uma liga de ferro com carbono, em que existem no entanto outros elementos considerados como impurezas como o manganês, o silício, o fosforo, o enxofre, etc, e outros elementos que são adicionados para melhorar algumas propriedades tais como a resistência à corrosão. Os aços são compostos por uma liga ferrocarbónica, em que a percentagem de carbono normalmente varia entre os 0,1 a 2%. Essa percentagem de carbono, bem como a adição de outros elementos secundários, determina e altera as características mecânicas do aço, principalmente a sua tensão de cedência, ductilidade e dureza.

4.3.1 Ordinário

As armaduras para o betão armado são especificadas pela norma europeia EN 10080, bem como documentos especializados pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) E449, 450, 455, 456, 457, 458, 460. As armaduras utilizadas no betão estrutural devem, segundo as normas, respeitar as suas propriedades de tensão de cedência, resistência à tração, ductilidade, etc.

As classes de resistência variam, neste caso para as armaduras ordinárias, apresentando resistências à tração que variam de 400 a 600 MPa.

$$f_{yk} = 400 \text{ a } 600 \text{ MPa (alta aderência)}$$

Outra característica que define o aço para as armaduras do betão armado é a sua ductilidade que é definida por 3 classes em função de dois parâmetros:

- ε_{uk} , Extensão à força máxima;
- $K = \left(f_t / f_y\right)_k$, Razão entre a tensão de rotura e a tensão de cedência;

Tabela 4 - Classes de ductilidade

Classe	A	B	C
k	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $\leq 1,35$
$\varepsilon_{uk} (\%)$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$

Os aços recomendados para aplicação em varão em Portugal são os da classe C (maior ductilidade). Os tipos e disposição das nervuras transversais dos varões nervurados são característicos de cada tipo de armadura: S400 NR, S400 de Ductilidade especial, S500 NR, S500 NR de Ductilidade Especial e S500 ER.

Tabela 5 - Classe dos varões de Aço para armadura ordinária

Classe		
A	B	C
S500 ER	S400 NR	S400 NR SD
	S500 NR	S500 NR SD

No projeto a conceber, as armaduras consideradas foram constituídas por varões de aço da classe S500NR SD, laminadas a quente, com superfície rugosa, apresentadas as características mecânicas na tabela em baixo.

Tabela 6 - Características mecânicas do aço das armaduras

S500		
f_{yd}	435	MPa
f_{yk}	500	MPa
ε_{yd}	0,218	%
E_s	200	GPa

4.3.2 Aço-Perfis

Os aços estruturais para o tabuleiro da obra de arte têm que ser definidos de acordo com as normas EN 10025 e da EN 10210 que definem a sua classe respetiva. No caso da norma EN 10025, esta define os valores nominais da tensão de cedência e da tensão última à tração para aços laminados a quente, que é o caso dos perfis I ou H. No caso da norma EN 10210, esta define os valores nominais da tensão de cedência e da tensão última à tração para aços de secção tubular. Os perfis I e H, como também para as secções tubulares, serão formados a quente por serem mais fiáveis e por serem os mais utilizados. Os perfis metálicos enformados a frio apresentam diferenças significativas em relação aos perfis laminados a quente, quanto à sua ductilidade (que é menor), não devendo ser utilizados quando se observam fenómenos de fadiga (o que é o caso devido ao tráfego essencialmente ferroviário).

Relativamente aos perfis tubulares, estes possuem propriedades geométricas que tornam possível a elaboração das mais variadas obras com soluções esbeltas e económicas. Estes perfis, devido à sua geometria, possuem também grande resistência à torção e resistência equilibrada à flexão. A norma europeia EN 1993-1-1 recomenda que os valores nominais das propriedades dos materiais devem ser adotados, para efeito de cálculo, como valores característicos. Os valores da norma dos produtos de aços laminados e secções tubulares, apresentam a seguinte legenda:

$$f_y = R_{eH} \quad e \quad f_u = R_m$$

Sendo, f_y , valor nominal da tensão de cedência, e f_u , valor nominal da tensão última de rotura. As propriedades mecânicas de aços laminados a quente e de aços de secções tubular, são indicados na tabela 7 e na tabela 8.

Tabela 7 - Características mecânicas de aços para secções tubulares [97]

Steel grade		Minimum yield strength R_{eH}						Tensile strength R_m			Minimum elongation $A^{a,b}$				Minimum impact energy KV^d		
		MPa						MPa			%				J		
		Specified thickness						Specified thickness			Specified thickness				At test temperature of		
		mm						mm			mm						
Steel name	Steel number	≤ 16	> 16	> 40	> 63	> 80	> 100	≤ 3	> 3	> 100	≤ 40	> 40	> 63	> 100	-20 °C	0 °C	20 °C
S235JRH ^c	1.0039	235	225	215	215	215	195	360-510	360-510	350-500	26	25	24	22	-	-	27
S275J0H ^c	1.0149	275	265	255	245	235	225	430-580	410-560	400-540	23	22	21	19	-	27	-
S275J2H	1.0138														27	-	-
S355J0H ^c	1.0547														-	27	-
S355J2H	1.0576														27	-	-
S355K2H	1.0512	355	345	335	325	315	295	510-680	470-630	450-600	22	21	20	18	40 ^a	-	-

Tabela 8 - Características mecânicas de aços laminados a quente [98]

Designation		Minimum yield strength R_{eH} ^a MPa ^b										Tensile strength R_m ^a MPa ^b				
According EN 10027-1 and CR 10260	According EN 10027-2	Nominal thickness mm										Nominal thickness mm				
		≤ 16	> 16 ≤ 40	> 40 ≤ 63	> 63 ≤ 80	> 80 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 200	> 200 ≤ 250	> 250 ≤ 400 ^c	< 3	≥ 3 ≤ 100	> 100 ≤ 150	> 150 ≤ 250	> 250 ≤ 400 ^c	
S235JR	1.0038	235	225	215	215	215	195	185	175	-	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	-	
S235J0	1.0114	235	225	215	215	215	195	185	175	-	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	-	
S235J2	1.0117	235	225	215	215	215	195	185	175	165	360 to 510	360 to 510	350 to 500	340 to 490	330 to 480	
S275JR	1.0044	275	265	255	245	235	225	215	205	-	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	-	
S275J0	1.0143	275	265	255	245	235	225	215	205	-	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	-	
S275J2	1.0145	275	265	255	245	235	225	215	205	195	430 to 580	410 to 560	400 to 540	380 to 540	380 to 540	
S355JR	1.0045	355	345	335	325	315	295	285	275	-	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	-	
S355J0	1.0553	355	345	335	325	315	295	285	275	-	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	-	
S355J2	1.0577	355	345	335	325	315	295	285	275	265	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	450 to 600	
S355K2	1.0596	355	345	335	325	315	295	285	275	265	510 to 680	470 to 630	450 to 600	450 to 600	450 to 600	
S450J0 ^d	1.0590	450	430	410	390	380	380	-	-	-	-	550 to 720	530 to 700	-	-	

4.3.3 Tirantes

As pontes atirantadas possuem cabos fortemente tensionados que fazem a ligação do tabuleiro à torre, transmitindo os esforços, resultantes do peso próprio e das ações exteriores, aos apoios. A qualidade do aço, como também das ancoragens, é fator fundamental a ter em conta na escolha da alta tecnologia dos tirantes que o mercado atual dispõe. A escolha do tipo de tecnologia e das suas características mecânicas depende de três pontos essenciais, a ter em consideração de acordo com a norma prEN 10138: resistência máxima de força à tração; boa resistência à fadiga; resistência à corrosão.

Os cabos em questão são constituídos por um aço extremamente resistente, muito rico em carbono quando comparado com um aço estrutural convencional. Os aços dos tirantes são constituídos, de forma geral, pelos mesmos materiais dos aços ordinários, com diferenças de alguns componentes na sua composição, que é caracterizada por um maior teor de carbono (cerca de 4 vezes superior, 0,85%) e manganês.

No mercado existem diversos tipos de cabos, com configuração variada ao nível da geometria e das características mecânicas. O enorme peso próprio característico das superestruturas e as elevadas cargas exteriores que as solicitam, exigem a utilização de cabos com grandes resistências. Estes cabos são constituídos por um dado número de cordões de aço. Os cordões, constituídos por arames de aço, podem ter várias designações consoante a sua organização interna e o tipo de arames.

Os tipos de cabos conforme a disposição e forma dos arames, podem ser diferenciados em:

- Cordões *locked-coil*;
- Cordões helicoidais (*multi-wire helical strands ou spiral strands*);
- Cordões de arames paralelos (*parallel-wire strands*).

Os cordões do tipo *locked-coil* foram os primeiros sistemas de cabos a serem implementados nas pontes atirantadas. Essa solução é constituída por dois tipos diferentes de secção transversal de arame. O primeiro é o típico arame circular, localizado no núcleo do *locked-coil*, sendo este bastante semelhante em secção e orientação dos arames à solução de cordões em espiral. A particularidade deste sistema reside nas camadas que envolvem o núcleo, em que são formadas por arames numa configuração em Z e helicoidais, em que cada camada tem orientação contrária à anterior. Este tipo de cabo quando tensionado tenderá a auto compactar-se devido à disposição em hélice dos arames, e os perfis Z conferem uma maior coesão, o que garante uma percentagem reduzida de vazios. Este tipo de solução possui uma densidade superior quando comparada com qualquer outro tipo de cabos (cerca de 90%).

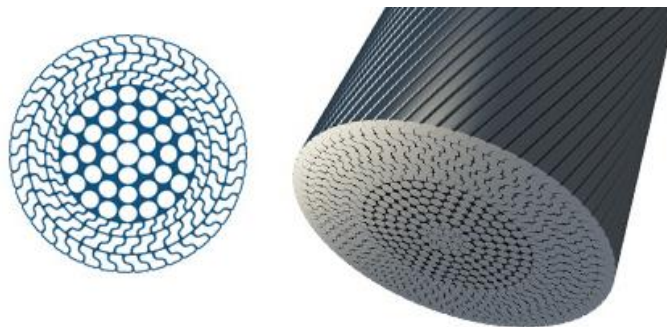


Figura 152 - Cordão locked-coil [93]

Os arames usados no sistema *locked-coil* geralmente têm uma resistência à tração de 1370 a 1570 MPa e um peso por unidade de volume de 88 kN/m³. Os diâmetros utilizados correntemente são fabricados com diâmetros na gama de entre os 40 a 180 mm. O módulo de Young nominal deste tipo de perfil aproxima-se tipicamente de 180 GPa. A maior desvantagem destes cordões está ligada a uma redução de rigidez e resistência, inerente à sua natureza morfológica. Estas fragilidades impulsionaram o desenvolvimento dos cordões de arames paralelos.

Os cordões helicoidais apresentam-se como os mais versáteis, abrangendo, por isso, variadas aplicações. Os cordões helicoidais são compostos por um núcleo que consiste num único

arame reto, em que este é envolvido por várias camadas de arames em hélice em que cada camada toma normalmente orientação oposta à anterior. Quando este tipo de solução apresenta um grande número de arames, conduz a uma perda de rigidez mais pronunciada quando comparada com os arames individuais. A perda de rigidez afeta o módulo de Young E , diminuindo-o em cerca de 15 a 25 %, aproximando-se do valor típico de 170 GPa. Além disso, a disposição helicoidal dos arames produz uma redução de capacidade resistente à rutura quando comparada com a de um arame singular, aproximadamente de 10 %, quando comparada com a mesma área de secção em arames não orientados helicoidalmente. Os fios são geralmente de 5 mm de diâmetro, com uma resistência à tração na ordem dos de 1570 a 1770 MPa e, simultaneamente, possuem uma relação resistência/peso muito favorável.

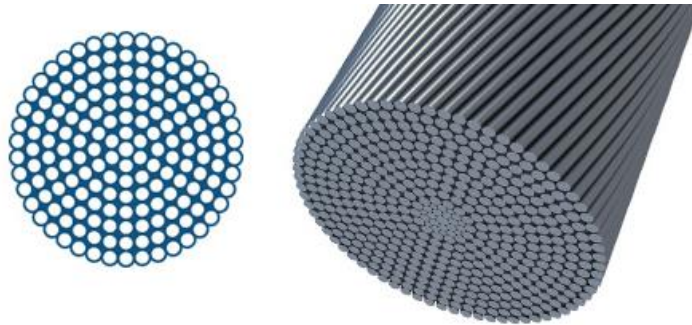


Figura 153 - Cordões helicoidais [93]

Uma das desvantagens deste sistema, é que quando os cordões helicoidais são submetidos pela primeira vez a uma aplicação de tensões irão surgir alongamentos não só elásticos, mas também alongamentos irreversíveis causados pela compactação da secção. Para prevenir estes alongamentos não-elásticos inconvenientes, aplica-se um pré-alongamento com uma tensão cerca de 10 a 20% mais elevada que a tensão prevista para o estado em serviço. Desta forma, as deformações do cabo poderão ser de certo modo controladas para trabalhar em modo elástico. No entanto as únicas vantagens que este sistema poderá ter são a relação resistência/peso muito favorável, e o efeito auto compactador que conduz a boa proteção contra a corrosão.

A existência de extensões não elásticas indesejadas, como a redução da tensão resistente e da rigidez associada aos arames torcidos nos cordões helicoidais, promoveu o desenvolvimento de cabos formados por arames paralelos. As vantagens da utilização de cabos formados por arames paralelos em relação aos cabos de arames helicoidais tinha sido reconhecido já há muito tempo, no entanto, existiam diversos problemas e dúvidas sobre a

implementação deste sistema na construção efetiva. O maior problema relaciona-se com o facto de o cabo vir a apresentar uma geometria curva quando suspenso horizontalmente e transversalmente carregado, deste modo, a secção transversal fica sujeita a alongamentos na zona exterior da curva e a encurtamentos no seu interior. Esta condição aliada ao facto de que a secção transversal não possuir propriedades de distorção, leva ao desenvolvimento de tensões insuportáveis.

No entanto, na década de 1960, foram realizados testes com o objetivo de desenvolver possibilidades para a estruturação dos cabos. Atualmente no panorama das pontes suspensas, é prática comum a utilização de arames de 5 a 5,5 mm formando secções de padrão hexagonal regular ou desta derivada, enquanto os arames de 7 mm são também utilizados mas mais comuns em pontes de tirantes.

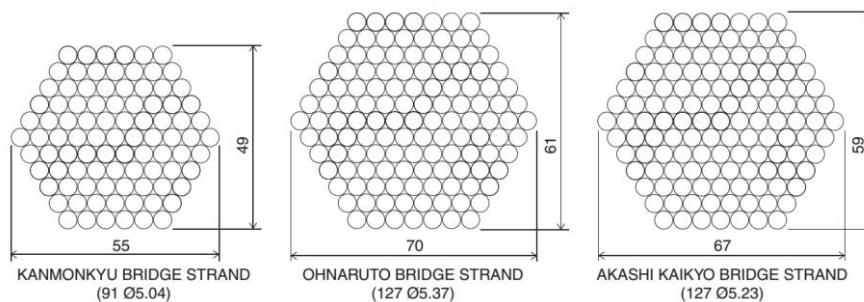


Figura 154 - Cordões de arames paralelos utilizados nas maiores pontes suspensas japonesas [17]

Nas pontes atirantadas, os cordões de arames paralelos geralmente são compostos por um número maior de fios em comparação com os fios dos cordões das pontes de suspensão. Por exemplo, a figura 154, apresenta os cordões de arames paralelos (337 fios de 7 mm cada) utilizados na ponte de tirantes Zárate-Brazo Largo na Argentina. Para garantir uma adequada proteção contra a corrosão, este sistema de cabos necessita de um tubo envolvente e um preenchimento dos vazios com um inibidor de corrosão. Nas primeiras pontes de tirantes constituídas por esse sistema de cordões de arames paralelos galvanizados, o tubo envolvente dos cabos era formado por polietileno (PE) ou de aço inoxidável, enquanto o enchimento de vazios era realizado por um inibidor de calda de cimento.

A principal desvantagem desde muito cedo deste tipo de sistema era o grande diâmetro exterior resultante do número elevado de fios e da percentagem de vazios. Assim, um cabo formado por cordões de arames paralelos tradicional, com um diâmetro externo de 200 mm, tinha uma secção transversal metálica com um máximo de $14\,584\text{ mm}^2$ correspondente a um

índice de vazios de 54 %. Isto implicava que menos da metade da área da superfície interior do tubo de PE era apenas metálico. O peso adicional do inibidor da corrosão e do tubo de polietileno também tinha o efeito desfavorável de aumentar a densidade equivalente.

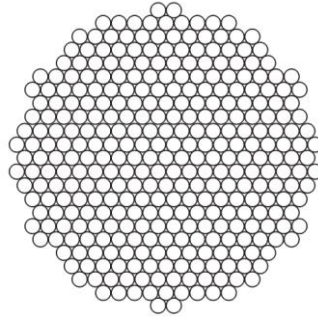


Figura 155 - Cordões de arames paralelos utilizados na ponte de tirantes Zárate, Argentina [17]

Para os tirantes formados por cordões de arames paralelos com um tubo envolvente de PE e calda de cimento como inibidor, o peso próprio geralmente varia entre os 115 a 120 kN/m³. Para o tipo de tirante com um tubo mais apertado e com um inibidor da corrosão gorduroso o peso próprio ficaria mais reduzido, com valores na ordem de 85 a 90 kN/m³. Atualmente os tirantes formados por cordões de arames paralelos podem ser fabricados em tamanhos que variam de 19 a 499 fios com diâmetros de 7 mm

Uma nova variante dos cabos formados pelos cordões de arames paralelos foi introduzida na década de 1990 sob a designação de “New PWS Cable” (*New Parallel-Wire strands*). Neste cabo, o conjunto de arames é ligeiramente torcido para facilitar o enrolar e desenrolar e realizar uma auto-compactação quando submetido a tensão axial. Além da ligeira torção do conjunto de arames dos cabos do novo PWS também são caracterizados por terem uma proteção de polietileno extrudido HDPE (*high-density polyethylene*) para proteger diretamente os fios de modo a que nenhum vazio irá existir entre os fios e o tubo envolvente.

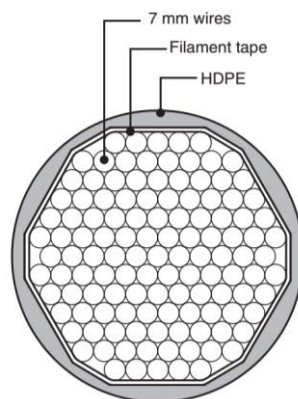


Figura 156 - Cordões de arames paralelos com HDPE [17]

Com a eliminação dos cordões em espiral e dos vazios com enchimento de cimento, os novos cabos PWS serão mais compactos do que os cabos tradicionais PWS. Assim, os novos cabos PWS com um diâmetro externo de 175 mm possuem uma secção transversal metálica de 16 202 mm² correspondendo a um índice de vazios de 33 % (uma diferença menor de 21 % comparativamente com os PWS tradicionais mostrados anteriormente). A eliminação dos cordões em espiral e dos vazios com enchimento de cimento levou também a uma redução do peso próprio, tipicamente com um valor de cerca de 82 kN/m³.

Outra variante dos cabos do tipo “*Parallel-Wire strands*” são os cabos de cordões paralelos, compostos da mesma forma que os cabos de cordões de arames paralelos PWS, com a exceção de que os arames individuais de 7 mm são substituídos por cordões de sete fios (“*seven-wire strands*”). Os arranjos mais comuns dos cabos de cordões paralelos do tipo “*seven-wire strands*” são mostrados na figura 157.

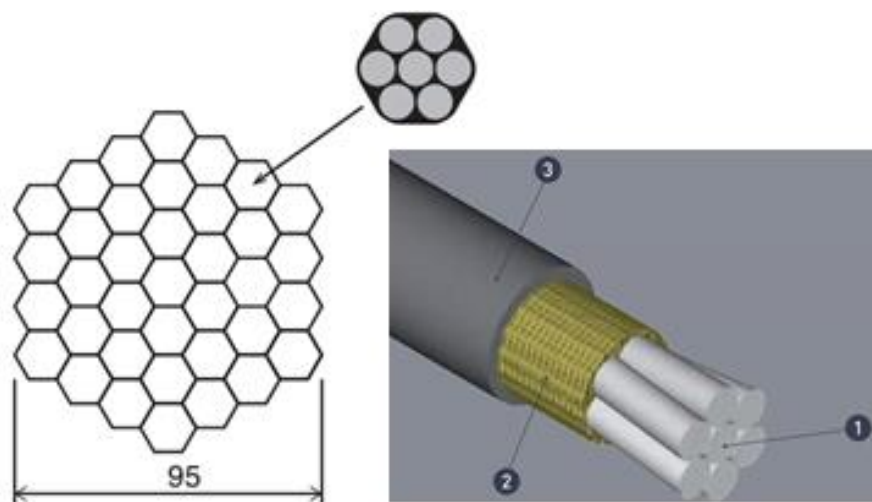


Figura 157 - Permonor de um cordão do tipo “*seven-wire strands*” [17] [94]

Atualmente é indicado por alguns dos fornecedores que cabos de cordões paralelos podem ser feitos até 127 cordões de sete fios. Em obra os cabos do tipo “*seven-wire strands*” podem ser implementados como uma unidade completa, tal como os cabos de cordões de arames paralelos, mas é muito mais comum inserir e tensionar os cordões de sete fios um por um. Essa ação de tensionar um por um em vez da unidade completa, reduz substancialmente o tamanho do equipamento, mas aumenta ligeiramente a quantidade de trabalho a ser realizado no local. Os cordões de sete fios são geralmente feitos de aço galvanizado e protegidos por uma bainha de polietileno de alta densidade extrudido (HDPE). Com uma proteção HDPE individual em cada cordão de sete fios, os cordões podem ser agrupados no

seu modo completo sem mais proteção. Uma grande vantagem será, caso exista um revestimento de HDPE individual em cada cordão de sete fios, não ser necessária a adição de qualquer composto no vazio entre os cordões e do tubo de revestimento. Sem um revestimento HDPE em cada cordão, o cabo deverá ser protegido por um tubo de polietileno circundante com um composto inibidor da corrosão nos vazios, o que aumentará o seu peso próprio.

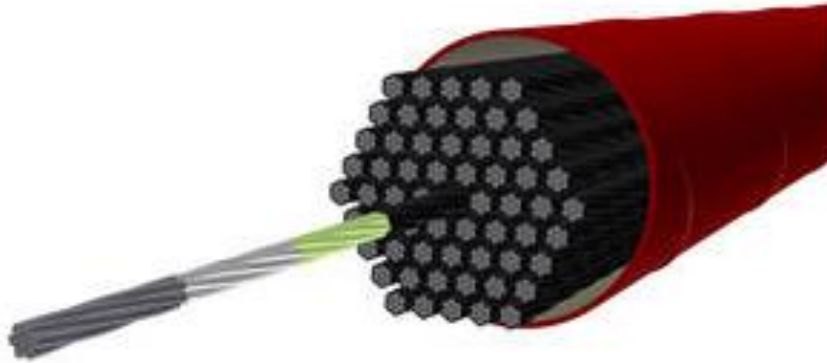


Figura 158 - Cabo de Cordões do tipo “seven-wire strands” [94]

Os cabos de cordões paralelos do tipo “seven-wire strands” com um tubo de polietileno circundante são caracterizados por um grande índice de vazios. Assim, para um cabo constituído por 109 cordões de 0,6 polegadas, o conjunto dos cordões terá um diâmetro externo de 315 mm e uma secção transversal metálica de 15 260 mm², correspondente a um índice de vazios de 80,4 %. Isto significa que apenas cerca de um quinto do total da área da superfície interior do tubo de PE é metálico.

Adotou-se a solução de tirantes do tipo “Parallel 7-wire strand stays”, com cordões galvanizados de aço de pré-esforço, em que cada cordão é composto por 7 fios, protegidos com polietileno de alta densidade. Cada fio terá um diâmetro nominal de 15,7 mm, com uma área de 150 mm². A tensão de rotura dos tirantes será 1860 MPa com uma bainha de proteção de cor branca. Portanto o aço para os tirantes será o Y1860S7-15.2;



Figura 159 - Tirantes formados por cordões do tipo “Parallel 7 wire strand stays” [95]

Tabela 9 - Características mecânicas de aço de cordões (prNP 10138:2006) [99]

NOMINAL ^a						SPECIFIED			
Steel name	Steel number	Diameter	Tensile strength	Cross-sectional area	Mass per metre	Permitted deviation on mass per metre	Characteristic value of maximum force	Maximum value of maximum force	Characteristic value of 0.1% proof force
		D	R _m	S _n	M		F _m	F _{m,max}	F _{p0,1}
		mm	MPa	mm ²	g/m	%	kN	kN	kN
Y1670 S7	1.1364	15.2	1670	139	1086	± 2	232	274	204
Y1770 S7	1.1365	9.3	1770	52.0	406.1	± 2	92.0	109	81.0
		9.6		55.0	429.6		97.4	115	85.7
		11.0		70.0	546.7		124	147	109
		12.5		93.0	726.3		165	195	145
		12.9		100	781.0		177	209	156
		15.2		139	1086		246	290	216
		15.3		140	1093		248	292	218
Y1860 S7	1.1366	15.7	1860	150	1172	± 2	266	314	234
		9.3		52.0	406.1		96.7	114	85.1
		9.6		55.0	429.6		102	120	89.8
		11.0		70.0	546.7		130	154	114
		11.3		75.0	585.8		140	165	123
		12.5		93.0	726.3		173	204	152
		12.9		100	781.0		186	220	164
		13.0		102	796.6		190	225	167
		15.2		139	1086		259	306	228
		15.3		140	1093		260	307	229
		15.7		150	1172		279	329	246

^a The modulus of elasticity may be taken by convention as equal to 195 GPa (kN/mm²)
^b The nominal mass per metre is calculated from the cross-sectional area and a density of 7.81 kg/dm³
^c The specified characteristic value of the 0.1% proof force is calculated:
 • For the grade Y1670S7, Y1770S7 AND Y1860S7 for all diameters as 88% of the specified characteristic value of the maximum force;

Resumidamente, os materiais estruturais selecionados para os elementos estruturais da obra de arte foram os seguintes:

Betões:

- Torres.....C50/60;
- EncontrosC50/60;
- FundaçõesC50/60;
- Laje RodoviáriaC40/50;
- Laje Ferroviária.....C40/50;
- Laje PedonalC40/50;

Aços:

- Perfis I,H, Tubular no Tabuleiro.....S355 J0;
- Armaduras Ordinárias.....S500 NR SD;
- Tirantes.....Y 1860 S7;

5 QUANTIFICAÇÃO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES

5.1 Normas e Regulamentação Gerais do Projeto

Em todo o projeto, as normas e as regulamentações respeitadas para a escolha das materiais, ações e combinações de cálculo, pré-dimensionamento, dimensionamento e verificações da solução estrutural, foram com base na legislação europeia em vigor, como também no regulamento nacional, nomeadamente, o Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado. As normas respeitadas e consideradas foram:

- NP EN 1990:2009, Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas;
- EN 1990:2003, Eurocode - Basis of Structural Design - Annex A2: Application for bridges;
- NP EN 1991-1-1:2009, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios;
- NP EN 1991-1-4:2010, Eurocódigo 1 - Ações em estruturas - Parte 1-4: Ações gerais - Ações do vento;
- EN 1991-2:2003, Eurocode 1 - Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges;
- NP EN 1992-1-1:2010, Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- EN 1992-2:2005, Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules;
- NP EN 1993-1-1:2010, Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;

- EN 1993-1-11:2006, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-11: Design of structures with tension components;
- EN 1993-2:2006, Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 2: Steel bridges;
- NP EN 1994-1-1:2011, Eurocódigo 4 - Projeto de estruturas mistas aço-betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios;
- EN 1994-2:2005, Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures - Part 2: General rules and rules for bridges;

5.2 Quantificação das Ações

A quantificação das ações de projeto foi realizada com base na norma europeia EN 1991-Eurocódigo 1 - Ações em estruturas. É importante salientar que, no caso das ações do vento (NP EN 1991-1-4:2010) [103], a norma europeia não define orientações em pontes suspensas ou de tirantes; como tal, na falta de regulamentação aplicável, considerou-se a respetiva norma para o cálculo da ação do vento.

As ações consideradas foram classificadas de acordo com a sua variação no tempo, nomeadamente: *ações permanentes* G , em que é caracterizada com elevada probabilidade de atuar durante um determinado período de referência e cuja variação de intensidade no tempo é desprezável; *ações variáveis* Q , cuja variação de intensidade no tempo não é desprezável [100] [101]. No que concerne às ações de acidente e sísmica, as ações de acidente não foram consideradas para o efeito por se tratar de um trabalho académico, e como tal, tornou-se relevante estudar apenas os efeitos do tráfego rodoferroviário; no caso das ações sísmicas, também não foram incluídas para efeito de cálculo, porque a ponte do presente projeto situa-se em Viana do Castelo, que é representada segundo o REBAP e o EC8 como uma zona geográfica de menor risco sísmico e por sua vez, zona de menor sismicidade.

5.2.1 Ações Permanentes

5.2.1.1 Peso Próprio dos Elementos Estruturais

O peso próprio foi calculado, tendo em conta os pesos volúnicos de cada material, e as dimensões geométricas das secções dos elementos estruturais [102]. Assim, as cargas permanentes atuantes na estrutura são:

- Elementos estruturais em betão armado (Torres, lajes): $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$
- Elementos em aço estrutural (Longarinas secundárias e principais, Carlingas, Diagonais Warren): $\gamma = 78,50 \text{ kN/m}^3$
- Aço de alta resistência dos cabos-tirantes: $\gamma = 78,10 \text{ kN/m}^3$

5.2.1.2 Restantes Cargas Permanentes

Para efeito das restantes cargas permanentes, foram considerados todos os elementos não estruturais, que têm um efeito direto na estrutura principal [102].

- Betão Betuminoso Rodoviário (espessura de 8 cm): $\gamma = 24,00 \text{ kN/m}^3$
- Camada de Proteção Ferroviária em betão (espessura de 10 cm): $\gamma = 25,00 \text{ kN/m}^3$
- Guarda - Corpos Rodoviário: $2 \times 0,50 \text{ kN/m}$
- Guarda - Corpos Ferroviário: $2 \times 0,75 \text{ kN/m}$
- Guarda de Segurança Rodoviária: $2 \times 0,50 \text{ kN/m}$
- Revestimento Pedonal em Granito: $4,00 \text{ kN/m}^2$
- Separador Central Rodoviário: $5,16 \text{ kN/m}^2$
- 2 Carris UIC 60: $2 \times 1,70 \text{ kN/m}$
- Sistema sem Balastro e Travessas de betão: $2 \times 8,00 \text{ kN/m}$
- Catenária Ferroviária: $5,00 \text{ kN/m}$

5.2.1.3 Corrente do Rio

No capítulo 3 do presente trabalho, considerou-se a condicionante da hidrologia do rio Lima. O escoamento do rio provoca ações hidrodinâmicas sobre a parte submersa das torres. Para caracterizar esse comportamento das ações hidrodinâmicas da parte submersa das torres, seria necessário recorrer a um modelo físico experimental, o que no presente trabalho não se realizou. Então, para simular esse comportamento permanente do escoamento, adotou-se uma análise simples, recorrendo a um modelo teórico.

A força resultante que atua num corpo devido ao escoamento de um fluido ao redor do corpo, pode ser decomposta em uma força de arrasto F_D e uma força de sustentação F_L , sendo que:

- Força de arrasto F_D : componente da força resultante na direção do escoamento;
- Força de sustentação F_L : componente da força resultante na direção perpendicular ao escoamento;

As forças de um escoamento de um fluido podem ser expressas através:

$$F_D = \frac{1}{2} \rho U^2 D' C_D \quad F_L = \frac{1}{2} \rho U^2 D' C_L$$

onde:

ρ - Massa volúmica da água;

U - Velocidade média de escoamento;

D - Largura média do elemento na direção do escoamento;

C_D - Coeficiente de arrastamento;

C_L - Coeficiente de sustentação;

O rio Lima na cidade de Viana do Castelo, apresenta um escoamento com um caudal relativamente baixo, comparativamente com outros rios portugueses, pois no local de implantação existe um estuário, isto é, está situado numa zona de transição do rio para o desaguamento para o mar. O baixo estuário do rio Lima é constituído por uma bacia ampla e pouco profunda.

Através da consulta de informações nas autoridades competentes para o efeito, o caudal médio anual é de cerca 63,55 m³/s para velocidades máximas de cerca de 0,8 m/s. O coeficiente de arrastamento foi considerado $C_D = 1.20$ e $C_L = 0.15$. Sendo assim, o cálculo resultante foi o seguinte:

$$F_D = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 0,8^2 \times 7 \times 1,20 = 3,23 \text{ kN/m}$$

$$F_L = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 0,8^2 \times 7 \times 0,15 = 0,40 \text{ kN/m}$$

5.2.1.4 Tensionamento dos Tirantes

A configuração inicial do tabuleiro e das torres, como também as forças atuantes nos tirantes, é definida tendo em conta que a estrutura se encontra numa determinada posição, no horizonte do projeto, definindo a vida útil da ponte (100 anos). É importante conhecer as forças de ajuste/tensionamento para obter determinada configuração estrutural de equilíbrio perante o efeito de um conjunto de ações exteriores com o intuito de minimizar os momentos fletores e as deformações no tabuleiro quando sujeitos ao peso próprio e restantes cargas permanentes.

Sendo assim, é fundamental anular os deslocamentos verticais nos pontos de ancoragens dos tirantes, em que o tabuleiro se comportar aproximadamente como uma viga contínua sob apoios rígidos, para uma carga permanente uniformemente distribuída para minimizar os seus momentos fletores e deformações.

Existem várias formulações matemáticas que permitem obter as forças de ajuste dos tirantes, como também se pode realizar iterativamente até se obter o equilíbrio da estrutura. O ajuste das forças foi efetuado por iteração até se equilibrar o tabuleiro na sua posição inicial. Os tirantes foram dimensionados para uma tensão de rotura de $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ de modo que as tensões no estado limite de serviço não ultrapassassem o valor admissível de 50%.

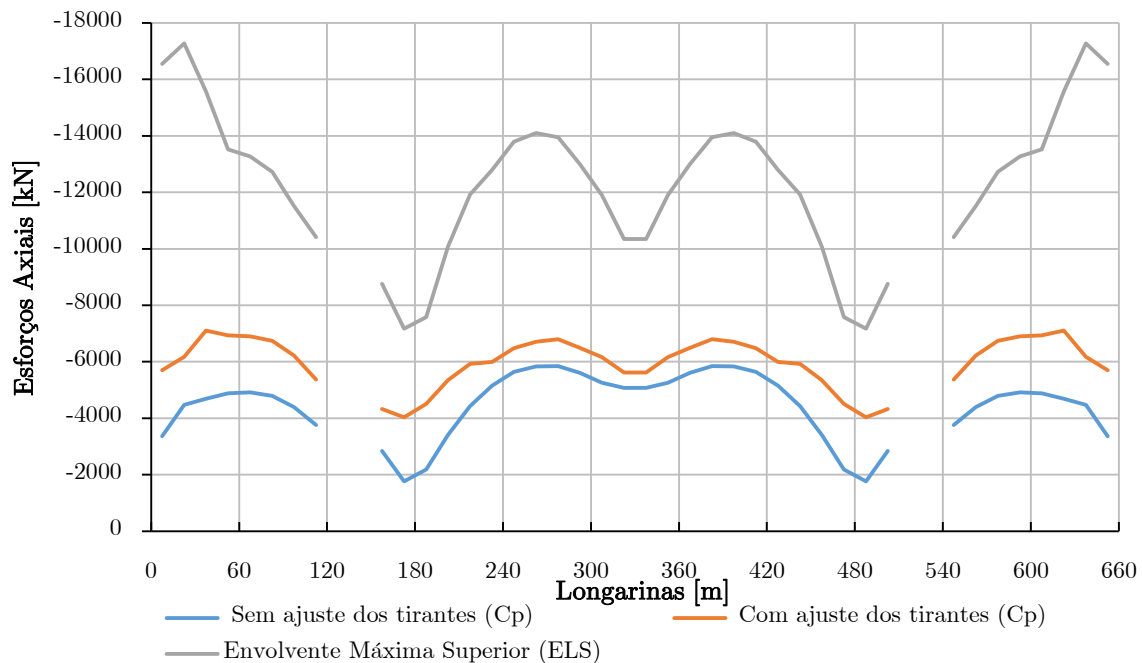


Figura 160 - Variação do esforço axial dos tirantes com e sem ajuste para as cargas permanentes, e para a envoltória superior do estado limite de serviço

A figura 160 apresenta a variação das forças axiais de tração dos tirantes para o ajustamento do tabuleiro para a sua posição inicial, como também mostra a envolvente máxima para o estado limite em serviço. Fazendo a diferença das forças sem e com ajuste em cada ponto nas ancoragens dos tirantes, pode-se concluir que as forças de ajuste dos tirantes são em média iguais a 3000 kN, sendo maiores esses valores nos tirantes mais longos no vão lateral. Contudo, convém salientar, que não foi possível impor um deslocamento nulo em todos os pontos do tabuleiro, pois das várias iterações efetuadas alguns tirantes ficavam soltos (isto é, não tinham força de tração), como também apresentavam uma deformada não muito próxima do valor nulo. Das iterações efetuadas, o resultado foi o mais próximo de deslocamento zero em todos os pontos do tabuleiro. O deslocamento nos pontos de controlo (ancoragens dos tirantes e apoios nas torres) sem ajuste e com ajuste dos tirantes para as cargas permanentes pode ser observado na figura 161.

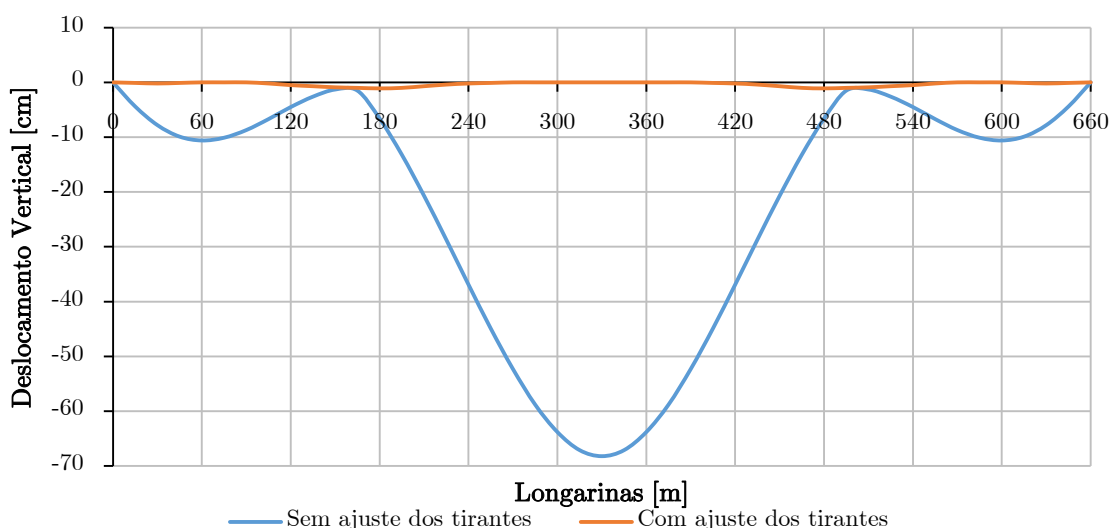


Figura 161 - Deslocamento vertical no tabuleiro com e sem ajuste dos tirantes

Realizando uma análise ao gráfico dos deslocamentos verticais do tabuleiro, pode-se constatar à primeira vista que com o ajustamento dos tirantes, os deslocamentos verticais diminuíram significativamente. Contudo, como se pode constatar com atenção, na parte do tabuleiro que não está suspenso pelos tirantes, que é o caso nos apoios nas torres, não se conseguiu compensar a deformação. Uma das soluções aquando das iterações realizadas, era impor um deslocamento negativo na parte suspensa do tabuleiro igual ao da torre de modo que houvesse uma compatibilização do sistema passivo para o ativo (isto é, parte suspensa para a parte não suspensa), o que não se conseguiu efetuar com as múltiplas iterações. Este

aspecto é crítico para o funcionamento da solução estrutural, na qual se admitiu o resultado obtido na figura apresentada.

Segundo a norma EN 1993-1-11 para elementos à tração em aço, a tensão admissível é limitada a 45% da capacidade resistente dos tirantes [108], que neste caso é de $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$ para o caso da fadiga. Contudo no presente trabalho não se realizou o estudo da fadiga. Vários organismos internacionais, como o caso da SETRA [113], recomendam o valor de 50%, um valor perfeitamente aceitável, pois atualmente todos os tirantes de aço de alta resistência apresentam excelentes resistências à fadiga, que segundo o regulamento é 45 % do valor de rotura. Sendo assim assumiu-se o valor de 50 % para a fase em serviço.

Os cordões de aço selecionado, como já referenciado anteriormente, foi do tipo Y1860S7-15,2, isto é, tirantes em cordões de 15,7 mm de diâmetro com uma área de 150 mm^2 , com $f_{pk} = 1860 \text{ MPa}$. Então, as áreas necessárias foram dimensionadas no pré-dimensionamento do capítulo 6 tendo em consideração a expressão clássica:

$$\text{Área} = \frac{N}{0,50f_{puk}}$$

Os esforços e as respetivas áreas adotadas nos tirantes no vão lateral e no vão central estão representadas na tabela 10 e na tabela 11.

Tabela 10 - Esforços máximos instalados e áreas adotadas em cada tirante no vão lateral

Tirante	Força Instalada [kN]	Área mínima [cm ²]	Área adotada [cm ²]	Tensão Instalada [MPa]	$\sigma_{int}/\sigma_{puk}$
TL1	16550	178,0	178,0	929,8	50%
TL2	17270	185,7	213,6	808,5	43%
TL3	15579	167,5	202,1	770,9	41%
TL4	13517	145,3	191,2	707,0	38%
TL5	13271	142,7	178,6	743,1	40%
TL6	12726	136,8	166,6	763,9	41%
TL7	11510	123,8	153,4	750,3	40%
TL8	10418	112,0	141,3	737,3	40%
TL9	8761	94,2	129,4	677,0	36%
TL10	7173	77,1	120,4	595,7	32%

Tabela 11 - Esforços máximos instalados e áreas adotadas em cada tirante no vão principal

Tirante	Força Instalada [kN]	Área mínima [cm ²]	Área adotada [cm ²]	Tensão Instalada [MPa]	$\sigma_{int}/\sigma_{puk}$
TC1	7578	81,5	236,7	320,2	17%
TC2	10077	108,4	213,6	471,8	25%
TC3	11928	128,3	202,1	590,2	32%
TC4	12802	137,7	191,2	669,5	36%
TC5	13795	148,3	178,6	772,4	42%
TC6	14096	151,6	166,6	846,1	45%
TC7	13956	150,1	153,4	909,8	49%
TC8	13001	139,8	141,3	920,1	49%
TC9	11907	128,0	129,4	920,1	49%
TC10	10348	111,3	120,4	859,5	46%

Em resultado do tensionamento dos tirantes, foi possível obter os momentos fletores atuantes nas longarinas para as cargas permanentes com e sem ajuste dos tirantes, representados nos gráficos abaixo.

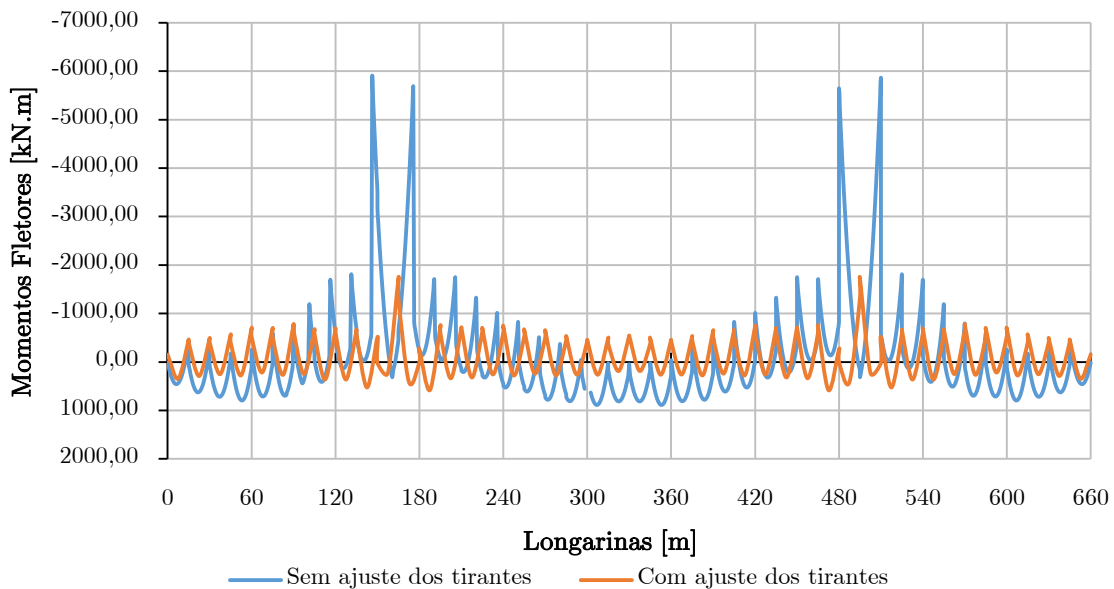


Figura 162 - Momentos fletores M_y atuantes nas longarinas da corda inferior com e sem ajuste dos tirantes para as cargas permanentes

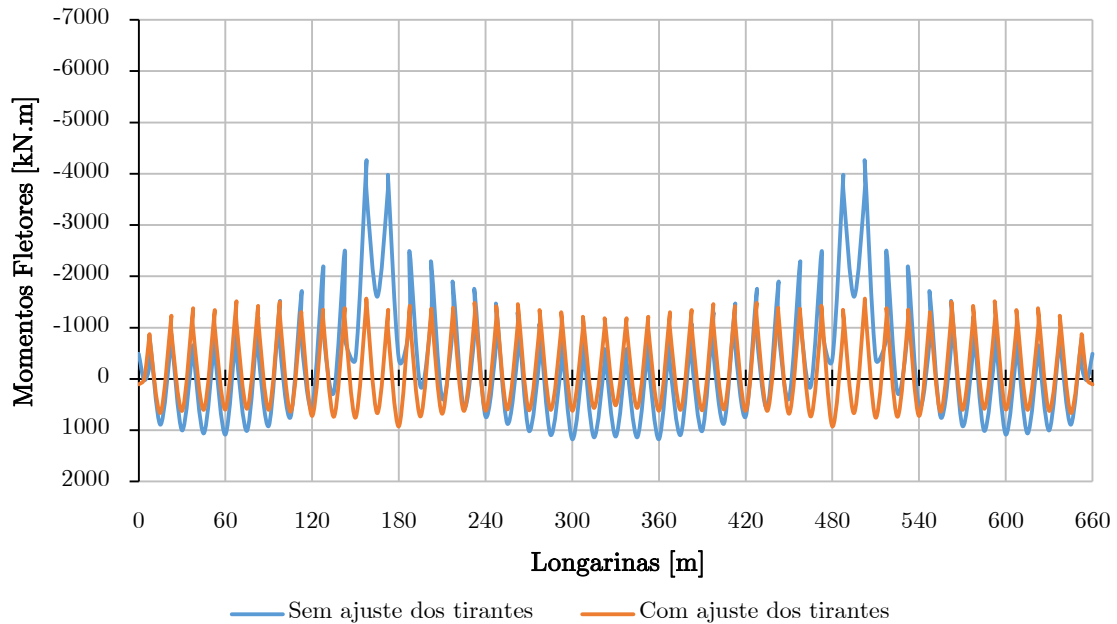


Figura 163 - Momentos fletores M_y atuantes nas longarinas da corda superior com e sem ajuste dos tirantes para as cargas permanentes

5.2.2 Ações Variáveis

5.2.2.1 Sobrecarga Rodoviária

Para simular as cargas variáveis relativas ao tráfego rodoviário, utilizou-se como referência a norma europeia Eurocódigo 1- Anexo 2, que define 5 modelos (LM1, LM2, LM3, LM4, FLM1 a FLM4) de cargas distintas (“load models”) consoante a análise que se pretende efetuar [104]. Para a verificação dos estados limites de serviço e último, a norma considera 4 tipos de cargas, sendo que neste caso utilizou-se o “Load Model 1” ou LM1, que é considerado o caso de carga que melhor caracteriza os efeitos do tráfego comum e as cargas criadas por automóveis. Os restantes casos de carga, LM2, LM3, LM4 são reservados para simular efeitos dinâmicos, veículos especiais e outras situações como FLM1 a FLM4 para a fadiga.

O modelo de carga LM1 considera dois tipos de sobrecargas rodoviárias: uma consiste na utilização de um veículo tipo, “tandem system” (TS), que simula a posição dos veículos em cima da ponte; e uma carga uniformemente distribuída, (UDL). Para aplicar o modelo tipo no tabuleiro, foi necessário ter em conta o número de vias ou linhas como designa a norma europeia, pois o regulamento implementa um número de vias fictícias a ter em consideração. Esse aspeto do número de vias fictícias a considerar com o modelo de carga, pode divergir

do número de vias reais existente na plataforma rodoviária. Sendo assim, o número de vias consideradas, bem como a localização do modelo de carga na faixa de rodagem, foi escolhido tendo em conta os esforços induzidos mais desfavoráveis na plataforma rodoviária.

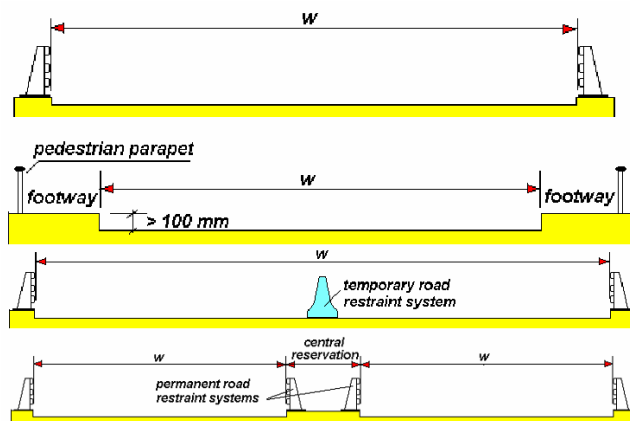


Figura 164 - Exemplo de como considerar a largura do tabuleiro consoante a geometria de cada tabuleiro [114]

O parâmetro (w) da via tem 16,2 metros e segundo o quadro em baixo representado da norma, estipula a necessidade de fazer a divisão da faixa de rodagem em vias fictícias de 3m e a restante área, como se pode observar na metodologia no quadro em baixo referente ao Eurocódigo 1.

Tabela 12 - Número e largura das vias fictícias [114]

Carriageway width w	Number of notional lanes	Width of a notional lane w_l	Width of the remaining area
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTE For example, for a carriageway width equal to 11m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, and the width of the remaining area is $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

Realizando a divisão das pistas fictícias da plataforma rodoviária de acordo com a metodologia, as pistas passam a ter as seguintes dimensões:

- Linha 1.1, 1.2, 2.1, 2.2 - 3 m
- Restante área - 2,1 m

Convém salientar que as pistas podem mudar de posição consoante a carga for mais desfavorável. A figura 165 representa apenas um exemplo considerado das várias posições das vias fictícias analisadas.

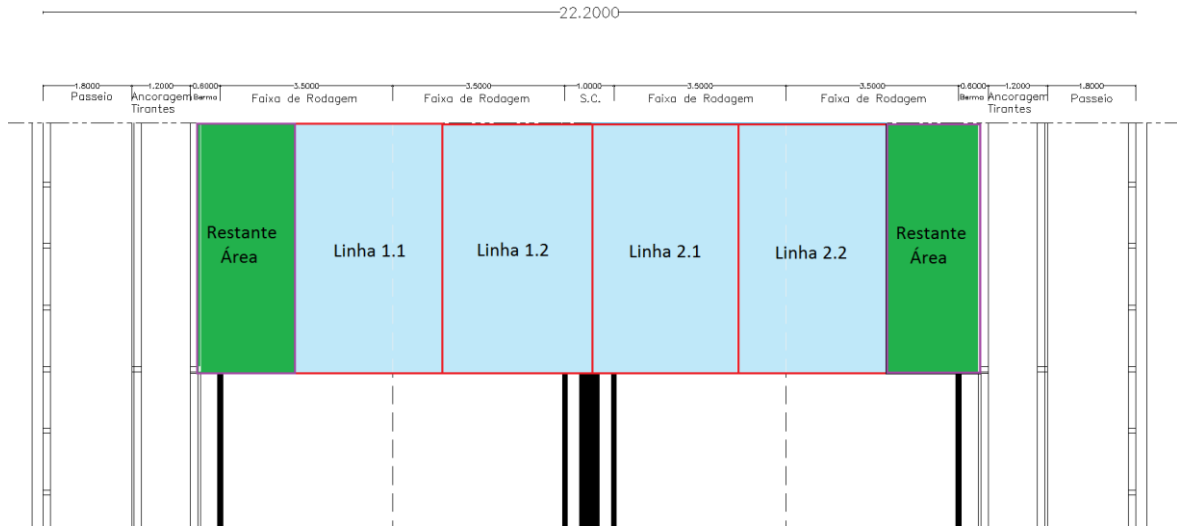


Figura 165 - Exemplo de uma divisão da faixa de rodagem em pista fictícias

A aplicação do modelo LM1 é realizada tendo em conta o seguinte modelo:

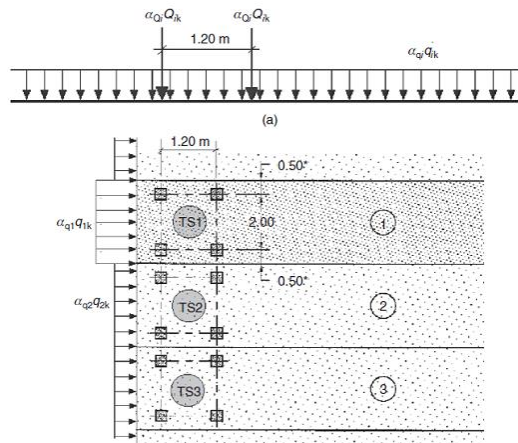


Figura 166 - Aplicação do LM1 nas pistas fictícias [114]

A norma define que as cargas transmitidas por cada veículo tipo variam consoante a pista e acrescenta que a par deste tipo de sobrecarga deve considerar-se uma outra, sendo esta uma sobrecarga uniformemente distribuída, “UDL system”, que apresenta também valores diferentes consoante a pista, como se pode observar na tabela 13.

Tabela 13 - Valores característicos do modelo LM1 consoante a pista e o tipo de carga [114]

Location	Tandem system (TS) Axle loads, Q_{ik} (kN)	UDL system q_{ik} (or q_{rk}) (kN/m ²)
Lane No. 1	300	9
Lane No. 2	200	2.5
Lane No. 3	100	2.5
Other lanes	0	2.5
Remaining area (q_{rk})	0	2.5

Os veículos tipo e as sobrecargas uniformes foram aplicados em qualquer posição da faixa de rodagem, tanto na direção transversal como longitudinalmente.

5.2.2.2 Sobrecarga Pedonal

A sobrecarga pedonal deve ser considerada, pois representa uma ação importante a ter em conta nomeadamente nos passeios na plataforma superior. O EC1 apresenta 3 modelos diferentes para o modelo de carga pedonal para vias, sendo o mais importante e o recomendado para este tipo de tráfego um valor de 5kN/m².

5.2.2.3 Sobrecarga Ferroviária

A norma EN 1991-2 define os efeitos estáticos resultantes do tráfego ferroviário divididos em 4 modelos diferentes, tais como: o modelo de carga para tráfego normal LM71, SW/0 e SW/2; um modelo de carga com um comboio descarregado (“unloaded train”).

Os modelos de carga LM71 e SW/0 pretendem simular os efeitos associados ao tráfego ferroviário de carácter normal a circular sobre uma ponte ou viaduto, sendo que o modelo LM71 deverá ser aplicado em todas as estruturas enquanto o modelo SW/0 apenas é aplicável a pontes e viadutos com tabuleiro contínuo. O modelo SW/2 deverá ser utilizado nas vias sujeitas a tráfego pesado e o modelo “Unloaded Train” representa a passagem de um comboio descarregado.

Sendo assim, adotou-se o modelo de carga LM71 (Figura 167). Esse modelo foi desenvolvido na década de 1970 pela organização UIC e tinha o intuito de reproduzir simultaneamente o efeito de seis comboios existentes na época, aliviando e facilitando o processo de cálculo.

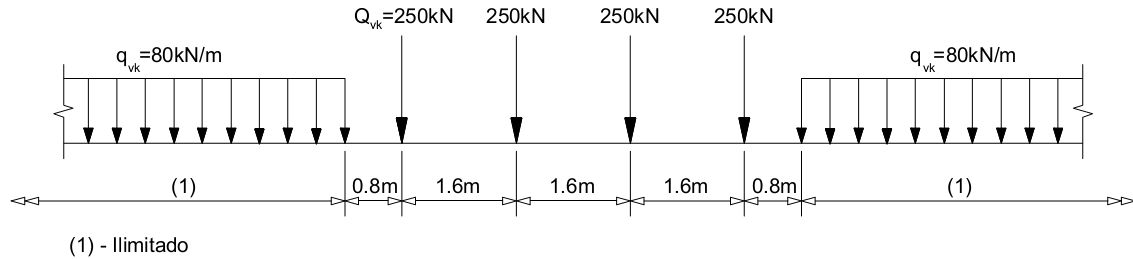


Figura 167 - Modelo de carga LM71 (adaptado EN 1991-2)

O modelo de cargas LM71 representado acima é constituído por quatro cargas concentradas (Q_{vk}) de 250 kN e cargas uniformemente distribuídas (q_{vk}) de 80 kN/m com prolongamento ilimitado. Convém salientar que as cargas deste modelo devem ser multiplicadas por um fator α . Este fator α poderá ser tomado igual a 0,75, 0,83 ou 0,91 no caso de o tráfego ser mais leve, e a 1,10, 1,21, 1,33 ou 1,46 no caso de o tráfego ser mais pesado. Este coeficiente de importância foi adotado igual a 1,33 de acordo com a norma, e segundo alguns autores esse valor será a adotar em todos os países que utilizam as normas europeias.

5.2.2.4 Vento

Para a quantificação da ação do vento na ponte do presente trabalho, foi necessário ter em conta algumas adaptações, pois como já referenciado anteriormente, a norma NP EN 1991-4 não fornece orientações para pontes de tirantes. O campo de aplicação da norma apenas é aplicável, no caso das pontes, a pontes em que nenhum tramo tenha um vão superior a 200 m, desde que satisfaça um determinado conjunto de critérios relativos à resposta dinâmica [103].

A Norma não fornece orientações relativamente a diversos aspetos, como sejam: vibrações de torção; vibrações de tabuleiros de pontes devidas à turbulência transversal do vento; ações do vento em pontes suspensas ou de tirantes; vibração em que seja necessário considerar outros modos de vibração para além do fundamental.

Para este tipo de estruturas é fundamental avaliar com rigor a ação do vento como também a sua instabilidade num ensaio em túnel de vento. Porém, no presente trabalho académico admitiu-se a ação do vento como uma força estática equivalente atuante.

A velocidade do vento é representada através da seguinte expressão:

$$V_b = C_{dir} C_{season} V_{b,0}$$

em que,

$V_{b,0}$, Valor de referência da velocidade do vento

C_{dir} , Coeficiente direcional do vento

C_{season} , Coeficiente sazonal do vento

O anexo nacional da norma fornece orientações para a velocidade base $V_{b,0}$ a adotar na estrutura, consoante o zonamento no país (Zona A ou Zona B).

Tabela 14 - Valor básico da velocidade de referência do vento [103]

Zona	$V_{b,0}$ [m/s]
A	27
B	30

Como a ponte se localiza perto da praia de Viana do Castelo, e se localiza a menos de 5 km da costa oceânica, considerou-se o local como pertencente à zona B, onde a velocidade de referência do vento $V_{b,0}$ é de 30 m/s como se pode observar na tabela acima. O valor do fator direcional C_{dir} e o fator de época C_{season} é igualmente 1, sendo assim, a velocidade do vento V_b no local é 30 m/s.

A força produzida pelo vento foi obtida pelo método simplificado de acordo com a norma, a qual tem a expressão:

$$F_W = \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C \cdot A_{ref,x}$$

em que,

V_b , Valor base da velocidade do vento

C , Coeficiente de força do vento

$A_{ref,x}$, Área de referência

ρ , Massa volúmica do ar, 1,25 kg/m³

O valor do coeficiente de força do vento C é dado pela expressão:

$$C = C_e \cdot C_{f,x}$$

em que, o coeficiente de exposição C_e depende do tipo de terreno e, $C_{f,x} = C_{f,x,0}$, é o coeficiente de força na direção x (transversal do tabuleiro). A categoria do terreno é do tipo I, pois encontra-se muito próximo do mar, como se pode consultar no quadro abaixo referente à norma NP EN 1991-4 no anexo nacional.

Tabela 15 Categorias do terreno [103]

Categoria de terreno		z_0 [m]	z_{min} [m]
I	Zona costeira exposta aos ventos de mar	0,005	1
II	Zona de vegetação rasteira, tal como erva, e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações entre si de, pelo menos, 20 vezes a sua altura	0,05	3
III	Zona com uma cobertura regular de vegetação ou edifícios, ou com obstáculos isolados com separações entre si de, no máximo, 20 vezes a sua altura (por exemplo: zonas suburbanas, florestas permanentes)	0,3	8
IV	Zona na qual pelo menos 15 % da superfície está coberta por edifícios com uma altura média superior a 15 m	1,0	15

O coeficiente de exposição é função da categoria do terreno com a altura a que se encontra o ponto médio do tabuleiro. No gráfico abaixo pode-se efetuar a determinação do coeficiente de exposição C_e , que toma o valor de 3,25.

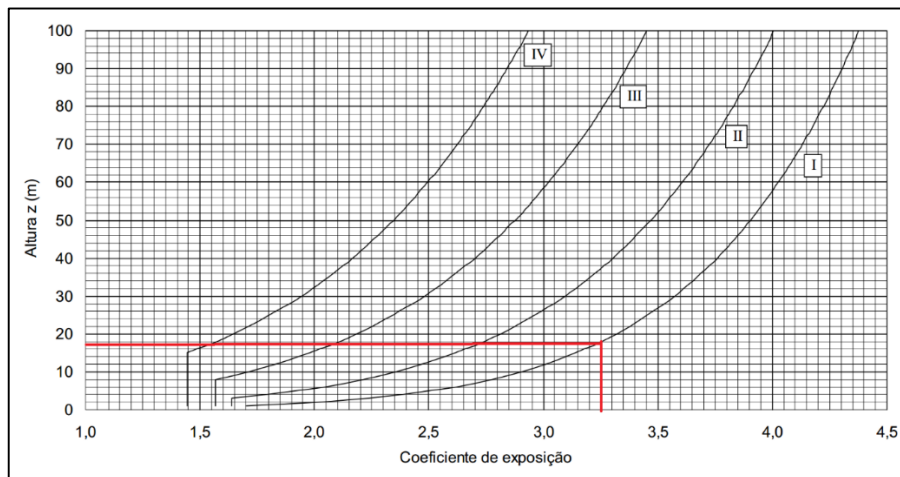


Figura 168 - Coeficiente de exposição C_e [103]

Para calcular o coeficiente de força, $C_{f,x} = C_{f,x,0}$, é necessário calcular a altura equivalente do tabuleiro, que depende das características das guardas adotadas, assim como da presença do tráfego. A altura do tabuleiro equivalente varia para cada área de contacto com o vento, pelo que, teremos b/d_{tot} para cada caso do tráfego. Sendo assim, o valor de $C_{f,x}$ sem tráfego é igual 1,3, para tráfego rodoviário será 1,5, para tráfego ferroviário será 1,7 e para os dois tipos de tráfego será 1,8.

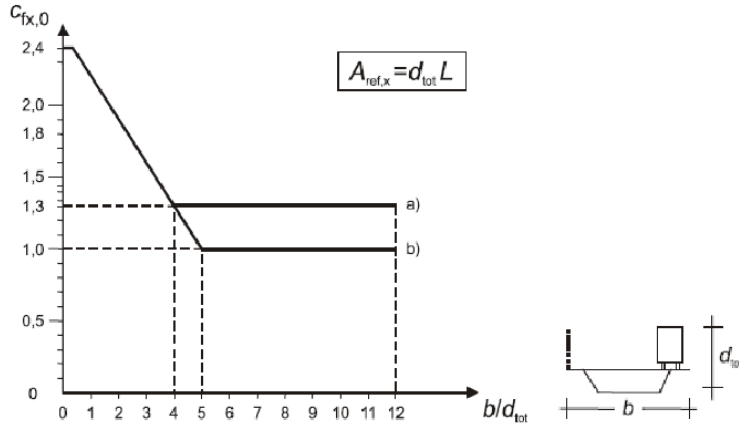


Figura 169 - Coeficiente de força $C_{f,x}$ (direção transversal do tabuleiro) [103]

A força transversal exercida no tabuleiro depende da proporção de transparência em relação à sua área total exposta. Esta relação vale 0,50 para as estruturas em treliça do tipo adotada, o que equivale às forças:

- Sem tráfego

$$A_{efx} = 3814,2 \text{ m}^2 \rightarrow h_{eq} = 5,78 \text{ m} \rightarrow \frac{b}{d_{tot}} = 3,89 \rightarrow C_{f,x,0} = 1,3 \rightarrow F_W = 12,67 \text{ kN/m}$$

- Com tráfego rodoviário

$$A_{efx} = 4876,4 \text{ m}^2 \rightarrow h_{eq} = 7,38 \text{ m} \rightarrow \frac{b}{d_{tot}} = 3,05 \rightarrow C_{f,x,0} = 1,5 \rightarrow F_W = 10,13 \text{ kN/m}$$

- Com tráfego ferroviário

$$A_{efx} = 5552,9 \text{ m}^2 \rightarrow h_{eq} = 8,41 \text{ m} \rightarrow \frac{b}{d_{tot}} = 2,67 \rightarrow C_{f,x,0} = 1,7 \rightarrow F_W = 13,09 \text{ kN/m}$$

- Com tráfego rodoferroviário

$$A_{efx} = 6615,5 \text{ m}^2 \rightarrow h_{eq} = 10,0 \text{ m} \rightarrow \frac{b}{d_{tot}} = 2,24 \rightarrow C_{f,x,0} = 1,8 \rightarrow F_W = 16,51 \text{ kN/m}$$

5.3 Combinações

A utilização das combinações de ações para efetuar uma análise adequada da presente estrutura em estudo, deve ser efetuada com bom senso, visto que as normas consideradas não contemplam ações rodoviárias e ferroviárias na mesma estrutura como já referenciado várias vezes anteriormente. O mesmo se aplica às verificações regulamentares para cada estado de combinação, o que se vai expor mais adiante no capítulo 7 do presente trabalho. Também é importante salientar que as combinações efetuadas na análise foram para fase em serviço da estrutura, não considerando a fase construtiva.

As combinações de cálculo são definidas pela norma EC0, em que esta define as situações de projeto (persistente, transitória, acidental e sísmica), sendo que neste caso se considerou a situação persistente correspondendo a situações normais de utilização. Globalmente, o princípio de dimensionamento deve ter em conta os estados:

- Serviço/Utilização - funcionamento da estrutura nas condições normais de utilização, conforto das pessoas;
- Último - segurança de pessoas e colapso da estrutura;

5.3.1 Estado Limite de Serviço (ELS)

As combinações dos estados limites de serviço têm como objetivo caracterizar a estrutura para efeitos de longo prazo da sua vida útil, curta e média duração, fase de construção, como também na sua fase de utilização e conforto das pessoas. As verificações globais associadas ao estado limite de serviço dizem respeito, ao estudo por exemplo, das deformações verticais e das tensões dos elementos estruturais.

5.3.1.1 Característica

As combinações características são para estados limites de curta duração, e destinam-se a verificar os estados limites irreversíveis, em que algumas das consequências das ações que excedem os requisitos de utilização especificados se mantêm quando as ações são retiradas. Em cada combinação intervêm as ações permanentes quantificadas pelo seu valor característico, a ação variável considerada como ação base de combinação quantificada pelo seu valor característico, e as restantes ações variáveis quantificadas pelos seus valores redutores Ψ_0 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

5.3.1.2 Frequente

As combinações frequentes são para estados limites de curta duração, e destinam-se a verificar os estados limites reversíveis, em que nenhuma das consequências das ações que excedem os requisitos de utilização especificados se mantêm quando as ações são retiradas. Em cada combinação intervêm as ações permanentes quantificadas pelo seu valor característico, a ação variável considerada como ação base de combinação quantificada pelo seu valor redutor Ψ_1 , e as restantes ações variáveis quantificadas pelos seus valores redutores Ψ_2 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \Psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

5.3.1.3 Quase-Permanentes

As combinações quase-permanentes são para estados limites de longa duração, assumindo-se que o carregamento está presente na estrutura em grande parte do tempo da sua vida útil. Em cada combinação intervêm as ações permanentes quantificadas pelo seu valor característico, a ação variável considerada como ação base de combinação quantificada pelo seu valor redutor Ψ_2 , e as restantes ações variáveis quantificadas pelos seus valores redutores Ψ_2 .

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \Psi_{2,i} Q_{k,i}$$

5.3.2 Estado Limite Último (ELU)

As combinações dos estados limites últimos têm como objetivo caracterizar a estrutura em relação à segurança e colapso da estrutura. As verificações globais associadas ao estado limite último destinam-se ao estudo do equilíbrio e ao dimensionamento dos elementos estruturais. As combinações devem ser verificadas para a situação de equilíbrio estático e segurança estrutural.

5.3.2.1 Equilíbrio Estático

As combinações de equilíbrio estático são para os estados limites últimos, em que têm como objetivo comparar o valor que toma devido às ações não permanentes base em qualquer situação, de modo a que não ocorra desequilíbrio estrutural nomeadamente o deslizamento e derrube. No presente trabalho não se efetuou a análise desta combinação.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

5.3.2.2 Resistência Estrutural

A combinação de resistência estrutural a par da combinação característica (do estado limite de serviço), é fundamental pois se pretende que para os estados limites últimos se garanta a segurança estrutural da solução que se pretende adotar. As combinações de resistência estrutural são normalmente mais gravosas que as combinações de equilíbrio estático, pelo que os valores originados pelas mesmas são os considerados para o dimensionamento estrutural.

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{Q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Os valores dos coeficientes de majoração e de simultaneidade para cada combinação estão expressos no subcapítulo a seguir.

5.3.3 Combinações Efetuadas e Coeficientes de Simultaneidade

Apesar de a norma europeia não contemplar orientações de tráfego rodoviário e ferroviário em simultâneo na mesma estrutura para a verificação de segurança em relação aos diferentes estados limites, foram consideradas as combinações das ações cuja atuação simultânea seja verosímil e que produzem na estrutura os efeitos mais desfavoráveis.

Sendo assim, as combinações efetuadas para o estado limite último e para o estado limite de serviço, foram:

- Cargas permanentes;
- Combinação com sobrecarga rodoviária como ação base - Ação Rodoviária (base);

- Combinação com sobrecarga rodoviária como ação base e ferroviária nas duas linhas como ação secundária - Ação Rodoviária (base) + Ação Ferroviária (secundário);
- Combinação com sobrecarga ferroviária nas duas linhas como ação base - Ação Ferroviária (Base);
- Combinação com sobrecarga ferroviária nas duas linhas como ação base e rodoviária como ação secundária - Ação Ferroviária (base) + Ação Rodoviária (secundário);
- Combinação parcial com sobrecarga do vento como ação base e rodoviária e ferroviária numa linha como ação secundária - Ação do vento (base) + Ação Rodoviária (secundária) + Ação Ferroviária (secundário);

A tabela abaixo representa de uma forma resumida os valores dos coeficientes de simultaneidade aplicados para cada combinação de cálculo.

Tabela 16 - Coeficientes de simultaneidade [101]

	AÇÕES										
	PP	TIR	RCP	CP+TIR	CR	PED	SCR (TS)	SCR (UDL)	SCF (LM71)	VET (SCR)	VET (SCF)
ψ_0	-	-	-	-	-	0,40	0,75	0,40	0,80 0,70 0,60	0,60	0,75
ψ_1	-	-	-	-	-	0,40	0,75	0,40	0,70	0,20	0,50
ψ_2	-	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00 1,00	0,00	0,00
$YG, Favoravel$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	-	-	-	-	-	-
$YG, Desfavoravel$	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	-	-	-	-	-	-
$YQ, Favoravel$	-	-	-	-	-	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$YQ, Desfavoravel$	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,35	1,45	1,50	1,50

Legenda: PP, Peso próprio

TIR, Tirantes

RCP, Restantes cargas permanentes

CP, Cargas permanentes

CR, Corrente do rio Lima

VET (SCF), Sobrecarga do vento para tráfego ferroviário

(TS), Sobrecarga rodoviária concentrada

PED, Sobrecarga pedonal

SCR (UDL), Sobrecarga rodoviária distribuída

SCF (LM71), Sobrecarga ferroviária

VET (SCR), Sobrecarga do vento para tráfego rodoviário

Como já referido, a norma não define coeficientes de simultaneidade para tráfego rodoviário e ferroviário em simultâneo. Numa primeira fase, para o caso de tráfego misto em simultâneo, tinham-se adotado coeficientes médios entre os previstos para o tráfego rodoviário e ferroviário. Mas essa hipótese foi abandonada e considerou-se os coeficientes de simultaneidade para tráfego misto em simultâneo igual ao tráfego ferroviário por ser mais condicionante.

6 OTIMIZAÇÃO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

6.1 Considerações Gerais

O trabalho de pré-dimensionamento geralmente é realizado baseado na experiência e intuição dos projetistas, por processos de tentativa e erro. Em certas obras de arte, como o caso de pontes vigadas, existem regras expeditas e empíricas que determinam algumas dimensões necessárias para o pré-dimensionamento, como o caso da altura do tabuleiro em relação ao vão, altura das longarinas metálicas, etc. Apesar de poderem existir pequenos erros cometidos nesta fase e serem corrigidos e ajustados na fase de dimensionamento, esses processos em muitas situações geralmente não conduzem a estrutura mais económicas, uma vez poderem existir várias soluções que igualmente cumprem a segurança estrutural. Para encontrar a melhor solução do problema e sabendo que neste tipo de obra de arte de ponte de tirantes rodoferroviárias de dupla plataforma não existem regras expeditas para apoiar a decisão da escolha das dimensões geométricas dos elementos estruturais, tornou-se necessário realizar um processo de otimização.

No presente capítulo foi desenvolvido um procedimento para otimizar o pré-dimensionamento com o objetivo de solucionar as dimensões geométricas dos elementos estruturais, que verifiquem as exigências regulamentares através de um processo de cálculo automático. Esse processo baseou-se na solução de um ponto de equilíbrio entre dois conceitos contraditórios entre si, a maximização da segurança e a minimização dos custos. A partir do posicionamento dos elementos e dos valores limites para as variáveis envolvidas, utilizando um método iterativo, foi aplicada uma função de mínimo custo para as secções transversais dos elementos estruturais, obtendo-se uma solução de mínimo custo.

Como tal, para minimizar o peso dos elementos estruturais para diminuir os custos de produção e transporte, foi necessário determinar variáveis e parâmetros para definir o problema físico, e das restrições a que estão sujeitas essas variáveis. Em função destas variáveis, foi definida a função objetivo que deverá ser minimizada, nomeadamente o peso da estrutura. Sucintamente o problema é realizado a partir dos seguintes parâmetros:

- Dados: Parâmetros constantes
 - Critérios e imposições adotadas
- Encontrar: Variáveis de projeto
 - Peso das longarinas secundárias
 - Peso das longarinas principais
 - Peso das carlingas
 - Peso das diagonais
 - Peso dos tirantes
 - Peso das lajes
 - Peso das torres
- Minimizar: Função objetivo
 - $\min F(\text{peso de aço}, \text{peso de betão})$
- Satisfazer: Restrições de projeto
 - Segurança Estrutural
 - Regulamentação técnica

O ponto de partida do processo de otimização foi a pesquisa bibliográfica, com decisões tomadas sem justificações científicas, com base apenas na observação de obras de arte semelhantes; após o que se seguiu um processo iterativo, com recurso a desenvolvimentos matemáticos com base em folhas de cálculo em ambiente Excel da Microsoft para o cálculo das variáveis a estudar. Para uma melhor compreensão apresenta-se na figura 170 um fluxograma do processo realizado. No subcapítulo seguinte são apresentadas todas as decisões impostas e consideradas.

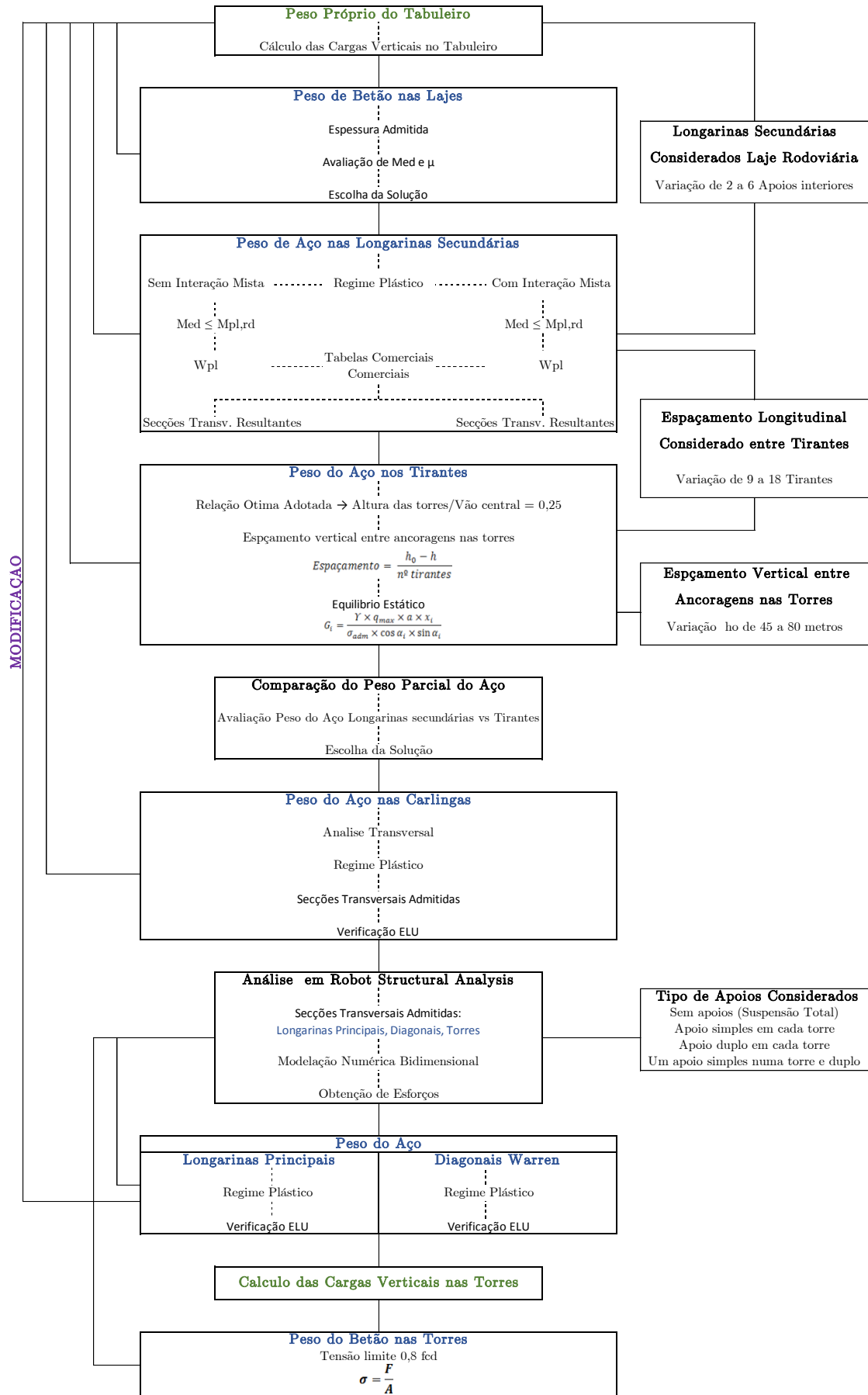


Figura 170 - Fluxograma do procedimento de otimização do pré-dimensionamento

6.2 Critérios e Imposições Adotadas

No presente subcapítulo descrevem-se os critérios e imposições adotadas na otimização e no pré-dimensionamento. Este estudo tem como objetivo obter a configuração geométrica dos elementos estruturais (longarinas, carlingas, vigas Warren, tirantes e torres) por forma a verificar os critérios regulamentares apresentados no capítulo 7.

6.2.1 Geometria e Configuração Estrutural

Para realizar o estudo da otimização do pré-dimensionamento, foi necessário, numa primeira fase, impor a configuração geométrica da secção transversal do tabuleiro como descrito no capítulo 3 do presente trabalho. De modo a realizar o estudo longitudinal, com exceção das carlingas, foi necessário efetuar previamente o pré-dimensionamento transversal, figura 171.

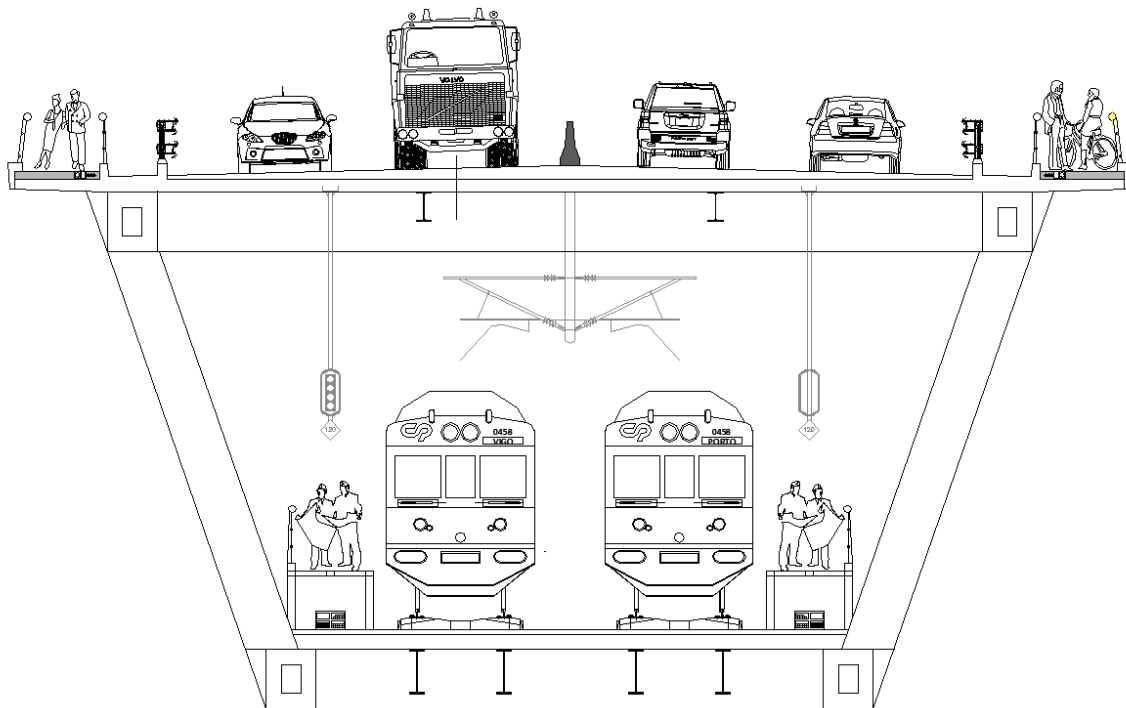


Figura 171 - Secção transversal adotada na ponte

Para quantificar a ação do peso próprio da estrutura como ação atuante nos tirantes considerando o peso dos cabos como variável de estudo, foi inicialmente atribuído uma dimensão (com base na observação de outras obras de arte semelhantes) aos elementos estruturais constituintes do tabuleiro (longarinas, carlingas e vigas Warren). Em cada iteração do processo utilizou-se uma folha de cálculo em Excel de modo a respeitar todos os critérios previamente estabelecidos para cada um destes elementos.

A título de exemplo, admitia-se uma secção para todos os elementos do tabuleiro, seguidamente estudava-se o peso dos cabos de aço necessários para resistir ao peso próprio, restantes cargas permanentes e à sobrecarga, enquanto que depois se verificava a segurança estrutural das secções atribuídas. Se a resistência das secções não era suficiente, retornava-se ao início, redefiniam-se novas secções e repetia-se o processo quantas vezes fosse necessário, até verificar a segurança de todos elementos estruturais.

Admitiu-se apenas para este estudo de pré-dimensionamento, e tendo consciência que apenas será uma pequena aproximação, que os planos de tirantes são dispostos na vertical no plano transversal, para minimizar as variáveis de cálculo no seu peso próprio. Mais tarde verificou-se que de facto, o ângulo formado transversalmente tinha pouca influência na análise da estrutura, com exceção das carlingas devido às forças de compressão induzidas pela inclinação dos cabos.

6.2.2 Combinações e Ações Verticais Globais

As ações consideradas para o estudo dos elementos estruturais, foram sempre as ações verticais, nomeadamente o peso próprio da estrutura, as restantes cargas permanentes, as sobrecargas rodoviárias e ferroviárias, e a sobrecarga pedonal. As cargas horizontais não foram avaliadas neste estudo de pré-dimensionamento (como por exemplo o vento) pois dificultariam muito o processo de quantificação dos esforços nos elementos resultantes das ações atuantes, e também sobretudo das implicações ao nível dos pilares e fundações.

As combinações de ações segundo os regulamentos em vigor (principalmente os Eurocódigos) devem ser usadas para o Estado Limite Último (verificação do colapso) e para os Estados Limites de Utilização (verificação das tensões e deformações para a estrutura em serviço). Sendo assim adotou-se neste parte apenas um caso de sobrecarga uniformemente distribuída no seu desenvolvimento total de 660 metros, para a combinação do Estado Limite Último segundo o Eurocódigo.

$$\sum_{j \geq 1} " \gamma_{Gj} G_{k,j} " + " \gamma_p P " + " \gamma_{Q,1} Q_{Q,1} " + \sum_{j \geq 1} " \gamma_{Q,1} + \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

6.2.3 Características Mecânicas dos Materiais

As características mecânicas utilizadas neste estudo de pré-dimensionamento são as descritas no capítulo 4 do presente trabalho, com exceção nos elementos metálicos. O aço utilizado

neste projeto é o aço S355 com tensão de cedência de 355 MPa até elementos de espessura de 16 mm. A tensão de cedência segundo as normas regulamentares varia de acordo com a espessura utilizada nos elementos metálicos estruturais, à medida que a espessura aumenta em certos intervalos, a tensão de cedência diminui.

Tabela 17 - Valores nominais da tensão de cedência f_y [MPa] para secções laminadas e tubulares

	Espessura nominal t do componente da secção [mm]					
	≤ 16	> 16	> 40	> 63	> 80	> 100
		≤ 40	≤ 63	≤ 80	≤ 100	≤ 150
<i>S 355 J0</i>	355	345	335	325	315	295
<i>S 355 H</i>	355	345	335	325	315	295

Legenda:

S 355 J0 - Secções Perfis Laminados

S 355 H - Secções Tubular Retangular

Para facilitar o processo de cálculo admitiu-se que a tensão de cedência mantinha-se sempre igual com o seu valor máximo de 355 MPa independentemente da sua espessura. Verificou-se mais tarde no capítulo 7 que o valor da tensão de cedência era no mínimo 83% do seu valor máximo de 355 MPa, o que condicionou a verificação de tensões em Estado Limite de Serviço de longarinas no banzo superior.

6.3 Laje de Betão

Para quantificar as ações do peso próprio das lajes na estrutura do tabuleiro da ponte (longarinas, carlingas e vigas Warren), é necessário a determinação da sua espessura. Considerando que as lajes maciças em betão armado são peças que trabalham fundamentalmente à flexão, sendo que o corte apesar de influenciar o estudo do punçoamento, será desprezado no pré-dimensionamento.

Sabendo à partida que a laje deve ter armadura nas duas direções, de modo a cumprir as normas regulamentares, o estudo realizado para obtenção das alturas das lajes rodoviária e ferroviária foi para uma laje armada numa direção (direção transversal do tabuleiro) para simplificar o cálculo de pré-dimensionamento.

6.3.1 Plataforma Rodoviária

Na plataforma rodoviária, foi tido em conta o número de apoios possíveis da laje sendo estes longarinas interiores em perfis metálicos laminados, e longarinas principais com secção retangular tubular. Considerou-se que laje teria no mínimo 2 longarinas interiores.

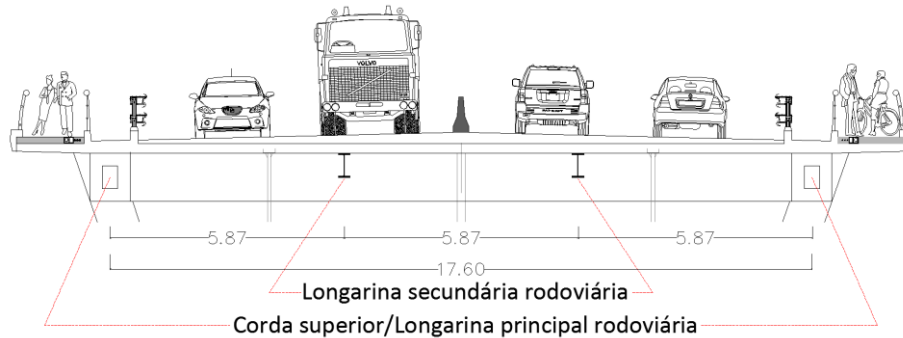


Figura 172 - Longarinas secundárias da plataforma rodoviária

A altura das lajes em betão armado em pontes rodoviárias varia de acordo com o seu sistema estrutural (pontes mistas aço-betão, pontes de tirantes, pontes em arco, etc.) e geometria (distâncias entre os apoios na direção transversal e longitudinal, etc.). Tendo observado várias obras de arte deste tipo conclui-se que as espessuras das lajes normalmente variam entre os 0,25-0,30 m de altura. Na tabela 18 apresentam-se os valores dos momentos atuantes considerando lajes simplesmente apoiadas (pelo lado da segurança) e os respetivos μ para cada número de longarinas interiores.

Tabela 18 - Momentos flettores atuantes e os μ respetivos em função do número de longarinas

Nº Longarinas	dt [m]	e [m]	M_{Ed} [kN.m/m]	μ
2	5,87	0,25	88,07	0,075
		0,30	93,45	0,052
3	4,40	0,25	49,48	0,042
		0,30	52,51	0,029
4	3,52	0,25	31,67	0,027
		0,30	33,60	0,019
5	2,93	0,25	21,94	0,019
		0,30	23,28	0,013
6	2,51	0,25	16,10	0,014
		0,30	17,09	0,009

Os valores de μ obtidos são relativamente baixos considerando que para um bom compromisso do betão μ deverá variar entre a faixa económica de 0,1-0,2. Analisados os resultados, bem como tendo em conta que apenas se considerou a flexão e não o esforço

transverso, considerou-se a espessura da laje e para a plataforma rodoviária de 0,25 metros para ter uma certa margem de manobra.

6.3.2 Plataforma Ferroviária

Na plataforma ferroviária prestou-se especialmente atenção à distância transversal da bitola ibérica entre os carris. A distância transversal da bitola ibérica entre os carris é importante no pré-dimensionamento da laje ferroviária, pois é fundamental que as forças induzidas pelas cargas ferroviária vão diretamente para os perfis metálicos, para não existir demasiada dispersão de tensões na laje. Como a plataforma da ferrovia tem que estar preparada para 2 vias, a laje estará apoiada em 4 perfis interiores (2 perfis por cada via) conforme mostra a figura 173.

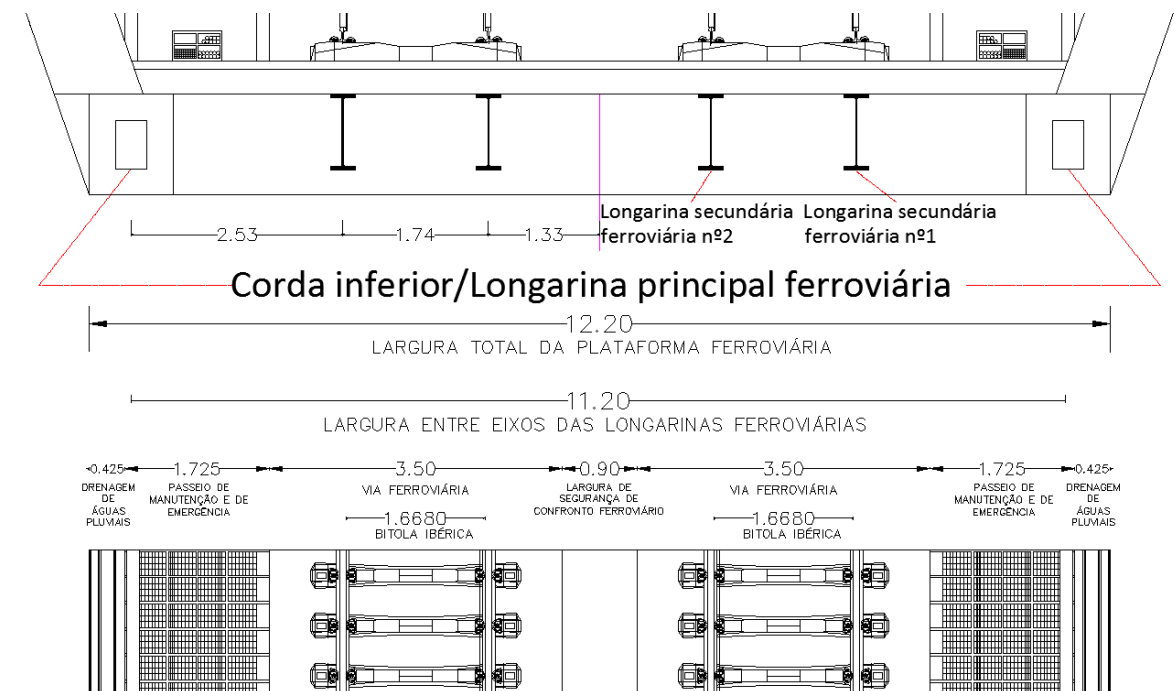


Figura 173 - Corte em planta da plataforma ferroviária

Conforme a figura 173 a área de influência de carga nos perfis não é igual. O objetivo é que os 2 perfis em cada via da ferrovia sejam ambos iguais. Pelo lado da segurança, o cálculo dos momentos fletores, para efeitos de pré-dimensionamento, foi efetuado para a carga mais condicionante nos perfis, e com a distância mais condicionante no valor de 2,20 metros.

Como se mencionou no subcapítulo anterior referente a laje da rodovia, a espessura das lajes em betão armado em pontes ferroviárias varia de acordo com o seu sistema estrutural e geometria. Em obras de arte deste tipo, a espessura das lajes normalmente variam entre os

0,25-0,45 metros de altura. Na tabela 19 apresentam-se os valores dos momentos atuantes considerando lajes simplesmente apoiadas (pelo lado da segurança) e os respetivos μ em função da espessura considerada.

Tabela 19 - Momentos fletores atuantes e os μ respetivos em função da espessura das lajes

dt [m]	e [m]	M_{Ed} [kN/m ²]	μ
2,30	0,25	17,80	0,015
	0,30	18,63	0,010
	0,35	19,45	0,008
	0,40	20,28	0,006

Os valores de μ obtidos são muito baixos considerando que para um bom compromisso do betão μ deve variar entre a faixa económica de 0,1-0,2. Com o betão utilizado de *C40/50*, que é um betão de alta resistência, e para uma distância transversal entre as longarinas de 2,30 m, os valores baixos obtidos de μ já eram expectáveis, o que conduz a uma laje bastante rígida. Com as mesmas condições de apoio e de materiais, as espessuras das lajes ferroviárias em comparação com as lajes rodoviárias, são mais elevadas por vários motivos (carga mais elevada, efeitos dinâmicos, descarrilamento). Tendo em conta que o objetivo é que as longarinas interiores trabalhem em conjunto com a laje de betão no sentido longitudinal, isto é, com interação mista, considerou-se a espessura da laje para a plataforma ferroviária o valor mais utilizado em obras de arte em 0,30 metros.

6.4 Longarinas Secundárias

Os tabuleiros das pontes de tirantes podem ter diversas formas de geometria, materiais e de funcionamento estrutural. As obras de arte semelhantes analisadas com a que se pretende projetar no presente trabalho académico, apresentam diversas soluções estruturais. A solução mais comum é de vigas metálicas, com os elementos principais em secção tubular retangular oca (excelentes para resistirem à torção). Estas vigas dispõem de travessas secundárias na direção longitudinal e/ou transversal para de alguma forma ajudar a absorver as elevadas forças de compressão induzidas pelos tirantes inclinados. Essas travessas tanto podem ter secção transversal tubular retangular oca, ou em perfil I ou H laminados.

Optou-se que as travessas secundárias estarão dispostas na direção longitudinal, e serão em perfil de aço laminado. As longarinas principais (longarinas exteriores, isto é, as longarinas

das extremidades do tabuleiro) serão analisadas mais adiante. Tanto as longarinas secundárias como as principais podem ser dimensionadas para funcionarem independentemente de outro material, como o caso do betão da laje, ou então, poderem funcionar conjuntamente com o betão. Optou-se no pré-dimensionamento, por estudar as longarinas principais independentemente de outro material (pelo lado da segurança), enquanto as longarinas secundárias poderem trabalhar conjuntamente ou não com o betão (realizou-se uma análise comparativa mais adiante). Assim foi realizado um estudo com e sem interação entre materiais para as longarinas secundárias, tendo-se posteriormente analisando comparativamente os resultados para a escolha da melhor solução.

Para realizar o estudo longitudinal, foi necessário numa primeira fase saber a distância das longarinas secundárias entre os apoios (carlingas). As longarinas secundárias terão o vão que corresponde ao afastamento das longarinas principais. As carlingas serão dispostas nos pontos de união entre as longarinas principais e das diagonais, e terão o mesmo afastamento dos tirantes (considerando que as carlingas ferroviárias e rodoviárias terão o mesmo espaçamento).

Para efeitos de estudo e de análise comparativa, considerou-se um número de tirantes possíveis de serem implementados e o respetivo espaçamento longitudinal, como mostra a tabela 20. (Nota: convém salientar que os espaçamentos longitudinais foram resultado em função do n° de tirantes, e não o contrário, pois iria conduzir a valores de tirantes com casas decimais se se considerassem espaçamentos longitudinais em números inteiros). O número de tirantes apresentado na tabela 20 apenas representa um quarto (25%) do desenvolvimento total da obra de arte, já que a ponte é simétrica longitudinalmente.

Tabela 20 - Espaçamentos longitudinais entre tirantes para estudo

Nº Tirantes	Espaçamento longitudinal [m]
18	9,17
17	9,71
16	10,31
15	11,00
14	11,79
13	12,69
12	13,75
11	15,00
10	16,50
9	18,33

6.4.1 Sem Interação Mista

O tabuleiro será em elementos estruturais metálicos, podendo alguns elementos estruturais funcionar com interação com outro material. Mesmo que um elemento estrutural funcione com interação total e/ou parcial com outro elemento, a nível regulamentar é possível efetuar a análise apenas relativamente ao elemento isolado, isto é, considerar que apenas a parte metálica resiste aos esforços atuantes desprezando a resistência do outro material, o que é pelo lado da segurança, mas não pelo lado da economia, pois irá conduzir a secções metálicas menos económicas. Para o efeito, existiu a necessidade de verificação dos regulamentos referidos no capítulo anterior, nomeadamente a EN 1993 Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, como a Parte 2: Pontes.

O dimensionamento dos elementos metálicos poderá ser analisado em regime elástico ou plástico, mas sempre que possível dimensionar os elementos metálicos (se forem da classe 1 ou 2) baseado na resistência plástica das secções, para conduzir a secções mais económicas. O estudo foi efetuado para uma análise de 1º ordem em regime plástico. A resistência à flexão de um elemento metálico poderá ser condicionada pela resistência das secções transversais ou pela instabilidade lateral (encurvadura). Para efeito de pré-dimensionamento apenas só para as longarinas secundárias, desprezou-se o fenómeno de instabilidade lateral, devido à existência de restrição pela laje de betão. Assim, o cálculo foi efetuado tendo em conta apenas a resistência à flexão das secções transversais em regime plástico.

As fórmulas gerais de cálculo do regulamento são:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad M_{c,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Legenda: M_{ed} - Momento de cálculo atuante; $M_{c,Rd}$ - Momento de cálculo resistente
 W_{pl} - Módulo plástico de flexão; f_y - Tensão de cedência do aço
 γ_{M0} - Fator parcial de segurança

O cálculo efetuado foi com base na obtenção do módulo plástico de flexão W_{pl} , e posteriormente consultado em tabelas de perfis metálicos para a escolha do perfil metálico:

$$M_{Ed} = M_{c,Rd} \leq \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow W_{pl}$$

O estudo foi realizado quer para a parte da rodovia e da ferrovia, em função do número de tirantes e do número de perfis metálicos (longarinas secundárias).

6.4.1.1 Perfis Metálicos Rodoviários

Em muitas obras de arte correntes, diversos tipos e dimensões de secções de elementos metálicos não se encontram disponíveis em tabelas comerciais. Quando isso acontece, as secções em perfil I, H e tubular são produzidas propositadamente em fábrica para aquela obra em concreto. Essa situação poderá acontecer no presente trabalho, mas apenas nas longarinas principais, carlingas e diagonais. Para as vigas longitudinais secundárias, admitiu-se apenas vigas comerciais do tipo HEB e HEM por terem certas características de dimensões de construção que permitem funcionarem muito bem à flexão. Também foi necessário ter em atenção a escolha de perfis da classe 1 ou 2 (classe 1 preferencialmente) para o pré-dimensionamento em análise plástica, como refere a norma regulamentar.

Para o cálculo das ações atuantes, consideram-se vigas simplesmente apoiadas, isto é, vigas sem continuidade, para obter o momento fletor positivo mais desfavorável. Este procedimento, obviamente, não tem em conta os momentos fletores negativos. Na realidade as ligações metálicas (não serão objeto de estudo no presente trabalho) entre as vigas secundárias e as carlingas são um encastramento parcial (com alguma capacidade de rotação) o que induzirá momentos negativos na parte superior dos apoios. Para facilitar o cálculo de pré-dimensionamento, considera-se apenas o momento fletor positivo máximo para uma viga simplesmente apoiada. Efetuando a distribuição das ações atuantes na plataforma rodoviária calcularam-se os momentos fletores atuantes, e obtiveram-se seguidamente os módulos plásticos de cada perfil nas tabelas comerciais representados na tabela 21.

Tabela 21 - Tipo perfil metálico em função do n° de tirantes e do n° de perfis metálicos, para $W_{pl,efetivo}$

N° Tirantes	N° Longarinas secundárias				
	2	3	4	5	6
18	HE 550 B	HE 550 B	HE 500 B	HE 500 B	HE 450 B
17	HE 600 B	HE 550 B	HE 550 B	HE 500 B	HE 500 B
16	HE 650 B	HE 550 B	HE 550 B	HE 550 B	HE 500 B
15	HE 700 B	HE 600 B	HE 550 B	HE 550 B	HE 550 B
14	HE 800 B	HE 650 B	HE 600 B	HE 550 B	HE 550 B
13	HE 800 B	HE 700 B	HE 650 B	HE 600 B	HE 550 B
12	HE 900 B	HE 800 B	HE 700 B	HE 650 B	HE 600 B
11	HE 1000 B	HE 900 B	HE 800 B	HE 700 B	HE 650 B
10	HL 1000 B	HE 900 B	HE 900 B	HE 800 B	HE 800 B
9	HL 1000 M	HL 1000 B	HE 1000 B	HE 900 B	HE 800 B

6.4.1.2 Perfis Metálicos Ferroviários

Na plataforma ferroviária, o procedimento foi semelhante ao efetuado nas longarinas secundárias para a plataforma rodoviária. Convém referir uma vez mais, que a área de influência de carga nos perfis é aproximadamente igual, e como tal, o cálculo dos momentos fletores, para efeitos de pré-dimensionamento, foi efetuado para a carga mais condicionante nos perfis, e com a distância mais condicionante no valor

Calcularam-se os momentos fletores atuantes, e obtiveram-se seguidamente os módulos plásticos de cada perfil nas tabelas comerciais representados na tabela 22.

Tabela 22 - Tipo perfil metálico em função do n° de tirantes, para $W_{pl,efetivo}$

N° Tirantes	N° Perfis Metálicos
4	
18	HE 800 B
17	HE 800 B
16	HE 900 B
15	HE 900 B
14	HE 1000 B
13	HE 1000 B
12	HL 1000 B
11	HL 1000 M
10	HL 1000x477
9	HL 1000x554

6.4.2 Com Interação Mista

Como referido anteriormente, é interessante estudar o comportamento das vigas secundárias na plataforma da rodovia e ferrovia se tiverem um comportamento misto, pois poderá conduzir a uma maior economia da solução. No pré-dimensionamento das secções mistas das longarinas secundárias, foi necessário criar uma análise iterativa de modo a calcular os esforços resistentes das secções, para depois comparar com os esforços de cálculo. Para cada secção dos vários tipos de sistemas de perfis metálicos em análise, calculou-se o momento plástico resistente positivo desprezando o negativo (pois foram consideradas vigas simplesmente apoiadas como referenciado anteriormente), como a impossibilidade de existir encurvadura lateral. Relativamente à interação entre os dois materiais, considerou-se interação total, isto é, as vigas mistas serão constituídas com conectores (não serão alvo de dimensionamento neste trabalho) que impedem o escorregamento entre os dois materiais,

pelo que não haverá descontinuidade no diagrama de extensões. A verificação dos regulamentos, referidos no capítulo anterior, foi nomeadamente a EN 1994 Eurocódigo 4 - Projeto de estruturas mistas aço-betão - Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios e a Parte 2: Pontes. O pré-dimensionamento dos elementos mistos poderá ser analisado, em regime elástico ou plástico, mas sempre que possível (como é o caso) deve dimensionar-se os elementos mistos (se forem da classe 1 ou 2) baseado na resistência plástica das secções, para conduzir a secções mais económicas, figura 174.

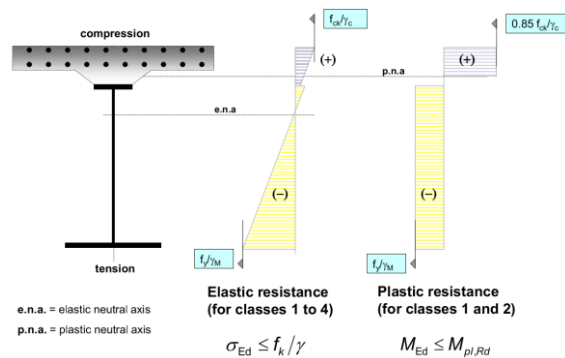


Figura 174 - Diagrama de tensões de vigas mistas para momentos positivos [115]

Convém referir um ponto bastante importante relativo à figura 173: o cálculo efetuado em regime plástico é realizado em termos de momentos resistentes plásticos, enquanto que em regime elástico é efetuado em tensões. Como tal optou-se por se efetuar o cálculo em regime plástico. De acordo com a cláusula 6.2.1.2 da EN 1994-1-1, para efetuar o cálculo de $M_{pl,Rd}$, deve admitir-se as seguintes hipóteses [116] [117]:

- Existir interação total entre o aço estrutural, as armaduras e o betão;
- A secção efetiva do elemento de aço estrutural é solicitada a uma tensão igual à sua tensão de cedência de cálculo f_{yd} em tração ou em compressão;
- As secções efetivas das armaduras longitudinais tracionadas e comprimidas são solicitadas a uma tensão igual à sua tensão de cedência de cálculo f_{sd} em tração ou em compressão. Em alternativa, a armadura comprimida de uma laje de betão poderá ser desprezada;
- A secção efetiva de betão comprimido equilibra uma tensão de $0,85f_{cd}$, constante em toda a altura entre o eixo neutro plástico e a fibra mais comprimida do betão, em que f_{cd} é o valor de cálculo de tensão de rotura à compressão medida em provetes cilíndricos.

Para o cálculo das vigas mistas é necessário criar uma secção transversal do perfil metálico, com a secção da laje do tabuleiro que lhe é correspondente. Nas vigas mistas, a título de exemplo, conforme a figura 175, a secção efetiva está definida pelo valor da largura efetiva b_{eff} . Esse valor depende do efeito de “*shear lag*” e deve ser calculado tendo em conta o sinal do momento fletor existente, isto é, a distribuição de tensões longitudinais nos banzos de betão poderá não ser uniforme.

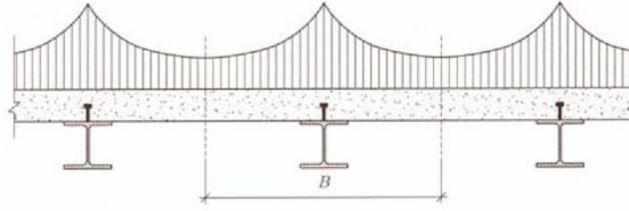


Figura 175 - Distribuição de tensões longitudinais nos banzos de betão [118]

Para o cálculo da largura efetiva b_{eff} , utiliza-se a seguinte expressão:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei}$$

em que, b_0 é a distância entre conectores na direção transversal, e b_{ei} a largura efetiva de cada lado da alma, dada por $L_e/8$, mas não superior à dimensão b_i (meia distância entre almas). O comprimento L_e é aproximadamente a distância entre secções de momento fletor nulo, como se apresenta na figura 176.

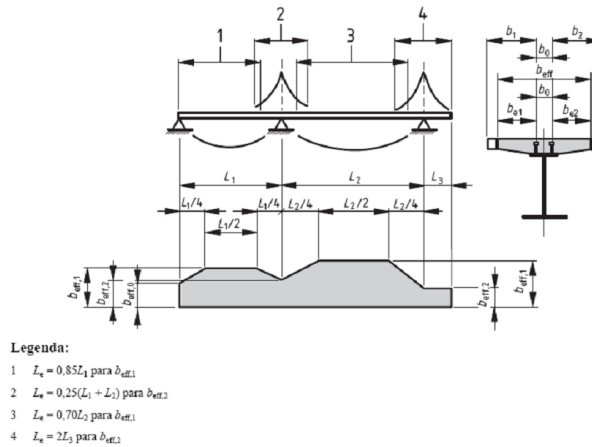


Figura 176 - Modelo de cálculo da largura efetiva do banzo de betão (EN 1994-1-1:5.4.1.2)

Relativamente ao procedimento de cálculo do momento plástico resistente positivo, deve-se admitir a variação do eixo neutro ao longo da secção. A variação poderá ser de 3 tipos, dependendo das seguintes condições [116] [117]:

- Se $F_c > F_a \rightarrow$ Eixo neutro localiza-se na laje de betão

Neste caso, a distribuição de tensões apresenta o diagrama apresentado na figura 176, em que as forças representam a resistência plástica à tração e à compressão do betão, assumindo o seguinte valor:

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad e \quad F_c = h_c \times b_{eff} \times (0,85 \times f_{ck} / \gamma_c)$$

em que, A_a é a área do aço estrutural com uma tensão de cedência de cálculo de f_y / γ_a com $\gamma_a = 1$, de acordo com a norma EN 1994-1-1 e b_{eff} é a largura efetiva de betão como já referido anteriormente com uma tensão de cedência de cálculo à compressão do betão de $0,85 \times f_{ck} / \gamma_c$ com $\gamma_c = 1,5$ de acordo com EN 1994-1-1.

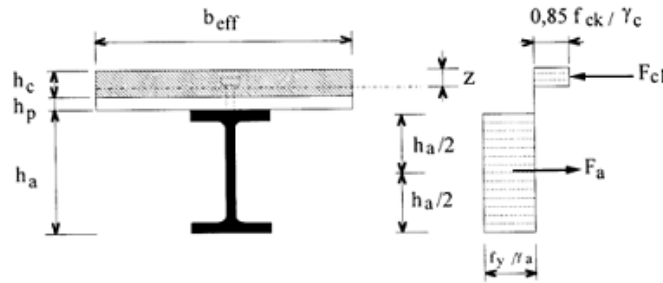


Figura 177 - Diagrama de flexão positiva com eixo neutro na laje de betão [116]

Se a condição verificar, o eixo neutro localiza-se a uma distância Z da face superior, sendo que o momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ é obtido através:

$$Z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0,85 \times f_{ck} / \gamma_c} \leq h_c \quad e \quad M_{pl,Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{Z}{2} \right)$$

- Se $F_c < F_a$ e $F_a - F_c \leq 2 \times b_f \times t_f \times f_y / \gamma_a \rightarrow$ Eixo neutro localiza-se no banzo superior do perfil metálico

Neste caso representado na figura 178, b_f e t_f são a largura e a espessura do banzo da secção metálica.

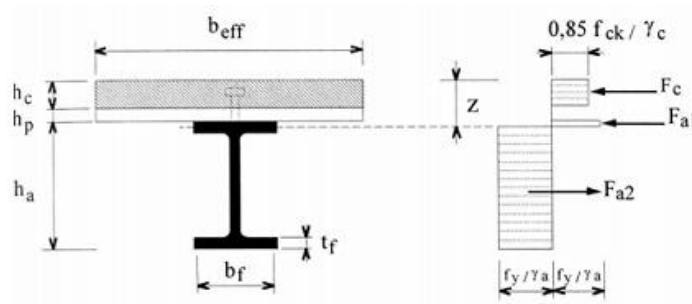


Figura 178 - Diagrama de flexão positiva com eixo neutro no banzo superior do perfil metálico [116]

A resistência do aço à compressão é igual a $2 \times f_y / \gamma_a$, para que a força F_a e a sua linha de ação se mantenham, obtêm-se o valor de Z e o momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$ é obtido através:

$$F_a = F_c + 2 \times b_f \times (z - h_c) \times \frac{f_y}{\gamma_a} \quad e \quad M_{pl,Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + \frac{h_c}{2} \right) - (F_a - F_c) \times \frac{z}{2}$$

- Se $F_c < F_a$ e $F_a - F_c > 2 \times b_f \times t_f \times f_y / \gamma_a \rightarrow$ Eixo neutro localiza-se na alma do perfil metálico

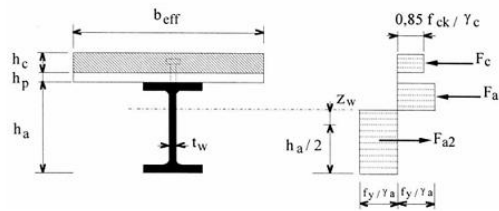


Figura 179 - Diagrama de flexão positiva com eixo neutro na alma do perfil metálico [116]

A posição do eixo neutro para este caso determina-se através:

$$z_w = \frac{F_c}{2 \times t_w \times f_y / \gamma_a} \quad e \quad M_{pl,Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

6.4.2.1 Perfis Metálicos Rodoviários

Todas as características principais consideradas nos perfis sem interação mista aplicam-se de igual forma na parte mista. Numa primeira fase, foi necessário calcular a largura efetiva como já descrita anteriormente. Para o cálculo, foi necessário obter o valor de L_e , que é a distância entre secções de momento fletor nulo. Então como considerou-se uma viga simplesmente apoiada, o valor de L_e é igual a L , sendo representado na tabela 23:

Tabela 23 - Valor de L_e [m]

Nº Tirantes	Nº Perfis Metálicos				
	2	3	4	5	6
18	9,17	9,17	9,17	9,17	9,17
17	9,71	9,71	9,71	9,71	9,71
16	10,31	10,31	10,31	10,31	10,31
15	11,00	11,00	11,00	11,00	11,00
14	11,79	11,79	11,79	11,79	11,79
13	12,69	12,69	12,69	12,69	12,69
12	13,75	13,75	13,75	13,75	13,75
11	15,00	15,00	15,00	15,00	15,00
10	16,50	16,50	16,50	16,50	16,50
9	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33

O passo a seguir, foi determinar o valor de $L_e/8$ e a dimensão b_i (meia distância entre almas) considerando uma distância entre conectores de 0,20 metros (distância admitida). Os valores obtidos para os vários sistemas de perfis e tirantes foram os seguintes:

Tabela 24 - Valor de $L_e/8$ [m] e b_i [m]

$L_e/8$						$b_1=b_2$					
Nº Tirantes		Nº Perfis Metálicos				Nº Tirantes		Nº Perfis Metálicos			
	2	3	4	5	6		2	3	4	5	6
18	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15	18	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16
17	1,21	1,21	1,21	1,21	1,21	17	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16
16	1,29	1,29	1,29	1,29	1,29	16	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16
15	1,38	1,38	1,38	1,38	1,38	15	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16
14	1,47	1,47	1,47	1,47	1,47	14	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16
13	1,59	1,59	1,59	1,59	1,59	13	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16
12	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	12	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16
11	1,88	1,88	1,88	1,88	1,88	11	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16
10	2,06	2,06	2,06	2,06	2,06	10	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16
9	2,29	2,29	2,29	2,29	2,29	9	2,83	2,10	1,66	1,37	1,16

Obtendo-se estes valores, de acordo com a cláusula 5.4.1.2 da EN 1994-1-1, o valor de b_i é o menor dos valores de $L_e/8$ e b_i do quadro anterior, como se apresenta na tabela 25.

Tabela 25 - Valor de b_i [m]

Nº Tirantes	Nº Perfis Metálicos				
	2	3	4	5	6
18	1,15	1,15	1,15	1,15	1,15
17	1,21	1,21	1,21	1,21	1,16
16	1,29	1,29	1,29	1,29	1,16
15	1,38	1,38	1,38	1,37	1,16
14	1,47	1,47	1,47	1,37	1,16
13	1,59	1,59	1,59	1,37	1,16
12	1,72	1,72	1,66	1,37	1,16
11	1,88	1,88	1,66	1,37	1,16
10	2,06	2,06	1,66	1,37	1,16
9	2,29	2,10	1,66	1,37	1,16

Através da fórmula de cálculo da largura efetiva apresentada anteriormente, obtêm-se os valores para os vários sistemas em função do número de tirantes e do número de perfis na plataforma rodoviária na tabela 26.

Tabela 26 - Valor da largura efetiva b_{eff} [m]

Nº Tirantes	Nº Perfis Metálicos				
	2	3	4	5	6
18	2,49	2,49	2,49	2,49	2,49
17	2,63	2,63	2,63	2,63	2,51
16	2,78	2,78	2,78	2,78	2,51
15	2,95	2,95	2,95	2,93	2,51
14	3,15	3,15	3,15	2,93	2,51
13	3,37	3,37	3,37	2,93	2,51
12	3,64	3,64	3,52	2,93	2,51
11	3,95	3,95	3,52	2,93	2,51
10	4,33	4,33	3,52	2,93	2,51
9	4,78	4,40	3,52	2,93	2,51

O cálculo dos perfis é efetuado de acordo com a localização dos eixos neutros (como mostrado anteriormente), para os mesmos tipos de perfis metálicos considerados no cálculo sem interação mista. Os resultados obtidos foram os seguintes.

Tabela 27 - Tipo perfil metálico em função do nº de tirantes e do nº de perfis metálicos, para $M_{pl,Rd} \geq M_{Ed}$

Nº Tirantes	Nº Perfis Metálicos				
	2	3	4	5	6
18	HE 320 B	HE 280 B	HE 280 B	HE 260 B	HE 260 B
17	HE 340 B	HE 300 B	HE 280 B	HE 260 B	HE 260 B
16	HE 360 B	HE 320 B	HE 300 B	HE 280 B	HE 260 B
15	HE 400 B	HE 340 B	HE 300 B	HE 300 B	HE 280 B
14	HE 450 B	HE 360 B	HE 340 B	HE 300 B	HE 300 B
13	HE 500 B	HE 400 B	HE 360 B	HE 340 B	HE 320 B
12	HE 550 B	HE 450 B	HE 400 B	HE 400 B	HE 360 B
11	HE 600 B	HE 500 B	HE 450 B	HE 450 B	HE 400 B
10	HE 700 B	HE 600 B	HE 500 B	HE 500 B	HE 450 B
9	HE 800 B	HE 650 B	HE 600 B	HE 550 B	HE 550 B

6.4.2.2 Perfis Metálicos Ferroviários

O procedimento efetuado para o pré-dimensionamento das longarinas secundárias para a plataforma ferroviária com interação mista foi semelhante relativamente ao procedimento efetuado na plataforma rodoviária. Para o cálculo, foi necessário saber inicialmente o valor de L_e . O comprimento L_e é aproximadamente a distância entre secções de momento fletor nulo. Como se considerou uma viga simplesmente apoiada, o valor de L_e é igual a L .

A seguir, determinou-se o valor de $L_e/8$ e a dimensão b_i (meia distância entre almas) considerando uma distância entre conectores de 0,20 metros (distância admitida). Os valores obtidos para os vários sistemas de perfis e tirantes foram os representados na tabela 28.

Tabela 28 - Valor de L_e , $L_e/8$ e b_i [m]

Le		le/8		b1		b2		
Nº Tirantes		Nº Perfis Metálicos						
	1	2	1	2	1	2	1	2
18	9,17	9,17	1,15	1,15	1,268	0,634	0,634	1,136
17	9,71	9,71	1,21	1,21	1,268	0,634	0,634	1,136
16	10,31	10,31	1,29	1,29	1,268	0,634	0,634	1,136
15	11,00	11,00	1,38	1,38	1,268	0,634	0,634	1,136
14	11,79	11,79	1,47	1,47	1,268	0,634	0,634	1,136
13	12,69	12,69	1,59	1,59	1,268	0,634	0,634	1,136
12	13,75	13,75	1,72	1,72	1,268	0,634	0,634	1,136
11	15,00	15,00	1,88	1,88	1,268	0,634	0,634	1,136
10	16,50	16,50	2,06	2,06	1,268	0,634	0,634	1,136
9	18,33	18,33	2,29	2,29	1,268	0,634	0,634	1,136

Obtendo-se estes valores, de acordo com a cláusula 5.4.1.2 da EN 1994-1-1, o valor de b_i é o menor dos valores de $L_e/8$ e b_1 e b_2 do quadro anterior. Através da fórmula de cálculo da largura efetiva apresentada anteriormente, obtêm-se os valores para os vários sistemas em função do número de tirantes e do número de perfis na plataforma ferroviária na tabela 29.

Tabela 29 - Menor valor b_1 , b_2 e $L_e/8$ e o valor de b_{eff}

Menor valor b1 e Le/8			Menor valor b2 e Le/8		beff	
Nº Tirantes			Nº Perfis Metálicos			
	1	2	1	2	1	2
18	1,15	0,63	0,63	1,14	1,98	1,97
17	1,21	0,63	0,63	1,14	2,05	1,97
16	1,27	0,63	0,63	1,14	2,10	1,97
15	1,27	0,63	0,63	1,14	2,10	1,97
14	1,27	0,63	0,63	1,14	2,10	1,97
13	1,27	0,63	0,63	1,14	2,10	1,97
12	1,27	0,63	0,63	1,14	2,10	1,97
11	1,27	0,63	0,63	1,14	2,10	1,97
10	1,27	0,63	0,63	1,14	2,10	1,97
9	1,27	0,63	0,63	1,14	2,10	1,97

O cálculo dos perfis foi efetuado como na plataforma rodoviária, de acordo com a localização dos eixos neutros (como referido anteriormente), para os mesmos tipos de perfis metálicos considerados no cálculo sem interação mista.

Tabela 30 - Tipo perfil metálico em função do nº de tirantes, para $W_{pl,efetivo}$

Nº Tirantes	Nº Perfis Metálicos
	4
18	HE 500 B
17	HE 500 B
16	HE 550 B
15	HE 600 B
14	HE 650 B
13	HE 700 B
12	HE 800 B
11	HE 900 B
10	HE 1000 B
9	HL 1000 x477

6.4.3 Comparação dos Resultados Obtidos

Conhecendo os diversos resultados individualmente sem e com interação mista, para a plataforma rodoviária e ferroviária, é fundamental comparar os resultados obtidos, para analisar o sistema que se adapta melhor para a solução. Tendo em conta que os sistemas de longarinas secundárias para a plataforma ferroviária só se alteram em função dos tirantes, e não em função dos perfis como na plataforma rodoviária, efetuou-se a soma dos valores da ferrovia com a rodovia, conforme o gráfico da figura 180 que representa o custo total dos sistemas das duas plataformas (rodovia e ferrovia) com e sem interação mista.

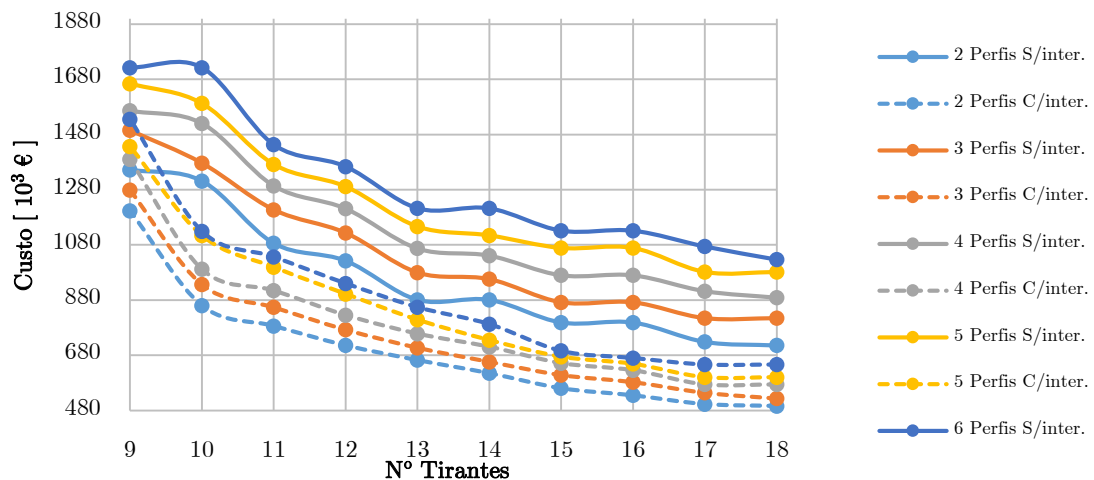


Figura 180 - Variação do preço total dos vários sistemas rodoviário com o sistema ferroviário

Convém referir que a legenda do gráfico está em função dos perfis rodoviários em que já estão incluídos a parte da ferroviária respetivamente.

Conforme o gráfico representado na figura 181 observa-se que quer no funcionamento sem e com interação mista entre as longarinas secundárias e laje de betão, ambas diminuem o seu custo com o aumento do número de tirantes, pois a distância diminui entre tirantes. Também se pode observar que o sistema misto origina uma solução mais económica o que seria de esperar.



Figura 181 - Relação de preços de sistema de interação mista com o sistema sem interação (%)

Percentualmente observa-se na figura 181 que os sistemas mistos são mais baixos relativamente aos sem interação aproximadamente em 30%. Isto quer dizer que os custos dos sistemas mistos valem em termos médios 70% do custo dos sistemas sem interação, o que poderá ser mais viável economicamente.

6.5 Tirantes

Os tirantes constituem um dos mais importantes elementos estruturais neste tipo de obra de arte. Os tirantes quando dispostos de vários sistemas são o suporte do tabuleiro em que estão fixados e que conduzem os esforços às torres, o que quer dizer, que o comportamento e a interação tirantes-tabuleiro e tirantes-torres é da máxima importância, pois irá influenciar o comportamento global de toda a estrutura. Uma das variáveis de decisão importantes no presente estudo é o peso dos tirantes, pois representa uma parcela relevante do custo total da obra. Esse peso depende da relação entre altura das torres e o comprimento dos vão principal e lateral conforme se vai explicar mais adiante no projeto.

Os princípios gerais de verificação e conceção ao nível do pré-dimensionamento como na otimização, foram apoiados nas normas em vigor, nomeadamente: EN 1993 Eurocódigo 3: Projeto de Estruturas de Aço, Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, Parte 1-11: Elementos à tração e Parte 2: Pontes. Além disso foram também consideradas algumas recomendações da SETRA nos que diz respeito ao dimensionamento e verificação de cabos para pontes.

6.5.1 Modelo e Conceção Admitido no Sistema de Atirantamento

6.5.1.1 Módulo de Elasticidade Equivalente

As estruturas com tirantes são sistemas flexíveis bastantes complexos, com forte interação entre os seus elementos como o tabuleiro e as torres. A análise global de esforços e deslocamentos numa estrutura, e em particular numa estrutura metálica, depende fundamentalmente das suas características de deformabilidade e rigidez, mas também da estabilidade global dos seus elementos.

Os deslocamentos sofridos pelos elementos das estruturas com tirantes não permitem a consideração da hipótese dos pequenos deslocamentos que, de acordo com a lei de Hooke, constitui a hipótese do comportamento geométrico e linear considerado usualmente em análises de 1º ordem [119]. Nas pontes de tirantes, o seu comportamento revela uma não-linearidade, que é contribuída por 2 fatores principais [119]:

- O efeito de catenária dos cabos;
- A existência de grandes deslocamentos;

Torna-se assim importante efetuar uma análise geometricamente não-linear. Um dos métodos usuais mais utilizados para ter em conta a deformação do elemento do cabo é o método do módulo de elasticidade equivalente introduzido por Ernst:

$$E_{eq} = \frac{E}{1 + \left(\frac{Y^2 \times L^2 \times E}{12 \times \sigma^3} \right)}$$

Porém, nesta fase de pré-dimensionamento existe uma dificuldade no sentido que é necessário associar cada a cabo e condição de carregamento um módulo equivalente diferente de acordo com o estado de tensão. Sendo assim, na parte de pré-dimensionamento, substituiu-se por simplificação o efeito de catenária do cabo por um elemento barra biarticulado resistente somente à tração.

6.5.1.2 Ajuste das Forças nos Tirantes - Forças de tensionamento

Nas pontes de tirantes existe uma diferença relativamente a outras obras de arte e estruturas: a posição e configuração inicial, bem como as deformações e esforços internos são condicionadas pela força de ajuste/tensionamento imposta aos tirantes durante o processo construtivo. Torna-se assim importante conhecer quais as forças de ajuste/tensionamento a utilizar para uma determinada configuração estrutural de equilíbrio, perante o efeito de um conjunto de ações exteriores, para minimizar os momentos fletores e as deformações no tabuleiro. Existem várias formulações matemáticas que permitem obter as forças de ajuste dos tirantes, como também se pode realizar iterativamente até se obter o equilíbrio desejado da estrutura. Para facilitar o cálculo, nesta fase inicial, as forças de tensionamento foram impostas através de uma percentagem de tensão admissível. Como já descrito anteriormente, o pré-dimensionamento foi realizado para o Estado Limite Último, e de acordo com a recomendação da SETRA, o estado de tensão nos cabos deverá ser de 70% da tensão de rotura (1860 MPa). Como tal, considerou-se, para ter em conta as forças de ajuste, bem como o efeito de catenária, a tensão de cedência admissível de 50% de 1860 MPa (esta verificação segundo as normas é usada para o Estado Limite de Serviço).

6.5.1.3 Modelo de Comportamento Simplificado

Tendo em conta todos os aspetos e fatores de interação entre tirantes-tabuleiro e tirantes-torres, o cálculo do tabuleiro foi efetuado admitido um comportamento de uma viga contínua sobre apoios rígidos fictícios (tirantes). Isso tem em linha de conta que todos os tirantes têm

a mesma área de influência de cargas (o que na realidade não se verifica, por causa do comportamento não-linear, o que se vai expor mais adiante no capítulo a seguir).

6.5.2 Análise Preliminar dos Esforços Normais Induzidos

Para se obter a secção dos tirantes, é necessário saber as forças normais atuantes em cada elemento. Como já referenciado anteriormente, foi necessário previamente adotar um modelo de comportamento da estrutura. Para esta fase preliminar, adotou-se que o tabuleiro se comportava como uma viga contínua sobre apoios rígidos como se pode observar na figura 182.

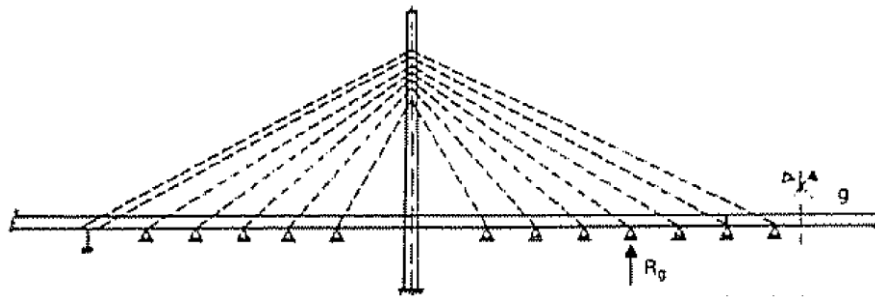


Figura 182 - Exemplo genérico do modelo considerado para o cálculo das forças atuantes nos cabos, considerando uma viga contínua sobre apoios rígidos [21].

Para um carregamento uniforme em todo o tabuleiro (como referenciado nos critérios de cálculo), foi possível obter as reações verticais em função do número de tirantes, como se representa no gráfico da figura 183.

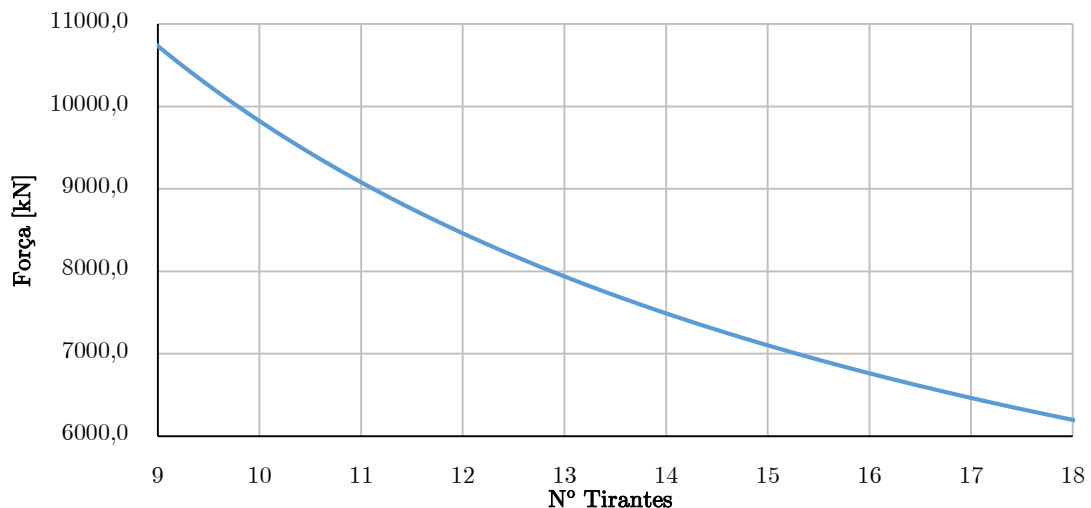


Figura 183 - Reação vertical nas ancoragens para um carregamento uniforme considerando uma viga contínua sobre apoios rígidos

No gráfico pode-se observar que as reações verticais nos tirantes diminuem com o aumento do número de tirantes, pois o seu espaçamento também diminui. Interessa agora saber a força de tração que o cabo absorve, como também a força de compressão horizontal que o cabo induz no tabuleiro.

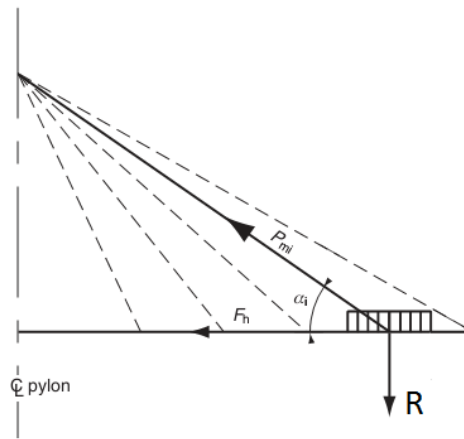


Figura 184 - Diagrama de forças normais absorvidas e induzidos por cada tirante [89]

A figura 184 descreve simplificada o diagrama das forças a considerar nos cabos tendo em conta o ângulo formado, o carregamento vertical (efetuado anteriormente), a área de influência, bem como se considera que a ancoragem do tirante na torre se mantém sempre inalterável, isto é, não se consideram os deslocamentos das torres. É importante referir que como se consideraram apoios rígidos nas ancoragens no tabuleiro, também não se consideraram os deslocamentos das torres (deslocamentos nulos), pois um carregamento a meio vão da ponte irá induzir um deslocamento da torre e em que os cabos do vão lateral se vão opor aos deslocamentos sofridos por estes.

As forças podem ser determinadas através das seguintes expressões:

$$P_{mi} = \frac{R}{\sin \alpha_i} \quad e \quad F_h = \frac{R}{\tan \alpha_i}$$

Sendo, P_{mi} a força de tração atuante no tirante i e F_h a força de compressão imposta no tabuleiro pelo tirante i .

Para o cálculo das forças é fundamental saber o ângulo formado por cada cabo com a vertical, sendo aspeto condicionado pela altura das torres. Como já exposto no capítulo 3, o autor alemão Leonhardt propôs um estudo da influência que a relação da altura das torres com o vão central tem para o peso do aço dos tirantes.

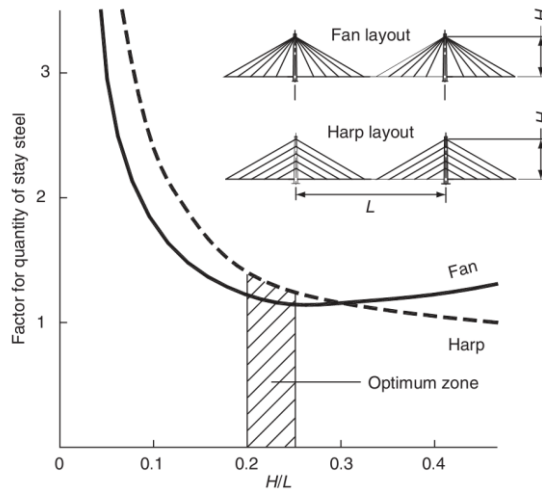


Figura 185 - Variação de quantidade de aço em função da relação altura da torre com o vão principal [89]

Do gráfico proposto por Leonhardt, pode-se concluir que a relação H/L ótima varia entre 0,20 e 0,25. A altura das torres desde a cota do tabuleiro até à cota mais alta nas torres será de 85 metros como já referenciado anteriormente. Como o sistema é em semi-leque, não se determinou ainda a cota mais baixa do tirante que fica junto ao apoio na torre (tirante mais curto). O mesmo autor propõe que o ângulo deverá variar no intervalo de 25° para o tirante mais curto até 85° para o tirante mais longo. Sendo assim, estudou-se a variação das forças em cada tirante em função do número de tirantes e do ângulo com a horizontal como se apresenta no gráfico da figura 186.

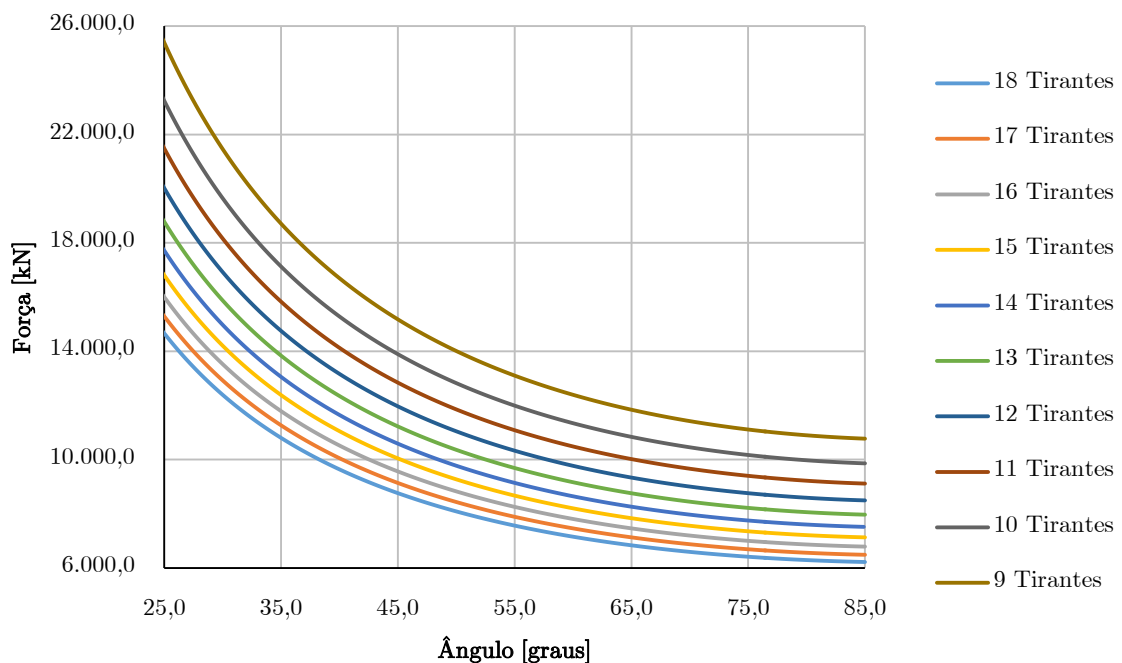


Figura 186 - Variação da força dos tirantes em função do ângulo com a horizontal e com o número de tirantes

Através da análise do gráfico, pode-se concluir que as forças atuantes nos tirantes em função do ângulo com a horizontal e do número de tirantes para o mesmo carregamento diminui com o aumento do ângulo formado. O valor do esforço atuante nos cabos começa a estabilizar próximo do valor da reação vertical quando o ângulo se aproxima do 90° .

Relativamente às forças horizontais exercidas no tabuleiro por cada tirante, pode-se observar no gráfico da figura 187, quanto maior for o ângulo formado com a horizontal, o valor aproxima-se de zero. Em função do número de tirantes, quanto maior for o seu número para o mesmo ângulo, menor é a força axial atuante nos tirantes.

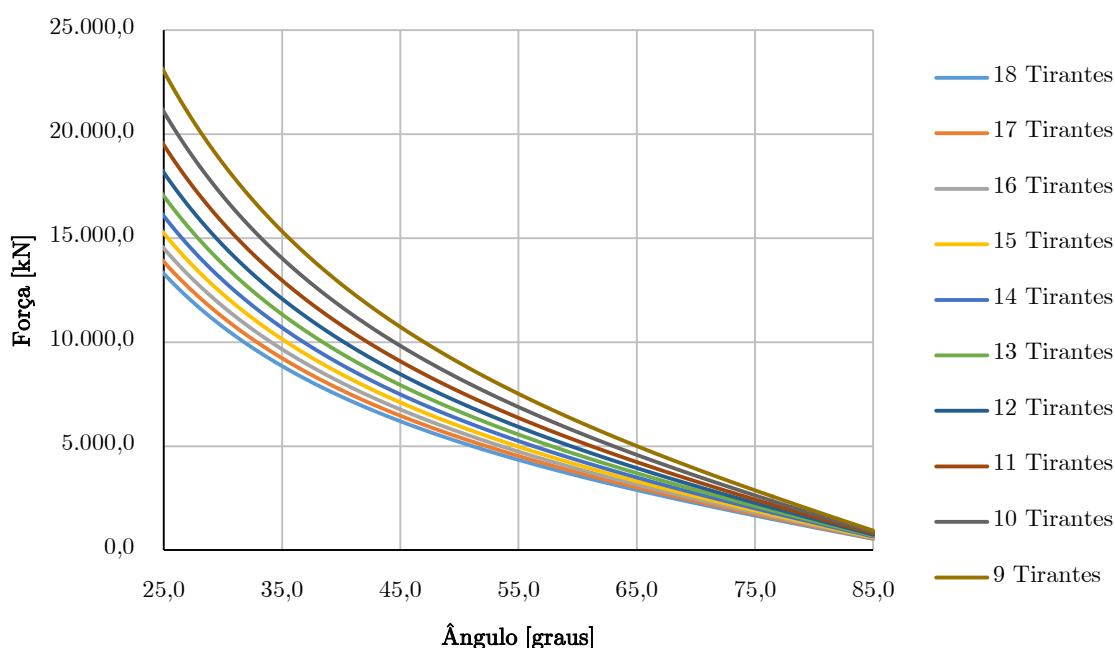


Figura 187 - Variação da força horizontal no tabuleiro induzida pelos cabos

6.5.3 Variação e Custo Total do Aço

Um dos mais importantes fatores de decisão do tipo de sistema de tirantes a utilizar, bem como a sua configuração, é precisamente o peso dos tirantes, pois são cabos de aço de alta tecnologia e que influenciam bastante a economia da obra de arte. Esse peso depende de inúmeros fatores, principalmente da geometria das torres e do vão principal.

A posição das ancoragens dos tirantes nas torres é função do ângulo escolhido para os tirantes. Assim, quanto maior o ângulo formado pelos tirantes com a horizontal, menor a força instalada e, em princípio, menor a quantidade de aço total em tirantes. Torna-se assim necessário saber a posição das ancoragens dos tirantes nas torres, antes de efetuar qualquer

cálculo. A altura da torre desde a cota superior do tabuleiro até ao seu topo é de 85 metros como já referido anteriormente. Para o projeto admitiu-se que o espaçamento vertical nas ancoragens na torre seria sempre igual e que esse espaçamento apenas varia em função de h_0 e do número de tirantes, como se pode observar na figura 188 para uma ponte em semi-leque genérica.

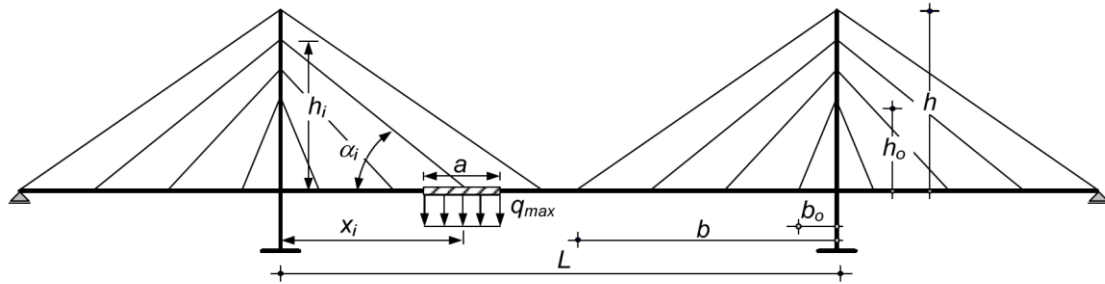


Figura 188 - Geometria genérica de uma ponte de tirantes em semi-leque [120]

O espaçamento vertical entre tirantes para diversos valores de h_0 e do número de tirantes é determinado através da expressão:

$$\text{Espaçamento} = \frac{h - h_0}{n^{\circ} \text{ tirantes}}$$

Os resultados da expressão estão descritos na tabela 31:

Tabela 31 - Espaços verticais entre ancoragens dos tirantes nas torres

Nº Tirantes	Espaçamento vertical							
	45	50	55	60	65	70	75	80
18	2,35	2,06	1,76	1,47	1,18	0,88	0,59	0,29
17	2,50	2,19	1,88	1,56	1,25	0,94	0,63	0,31
16	2,67	2,33	2,00	1,67	1,33	1,00	0,67	0,33
15	2,86	2,50	2,14	1,79	1,43	1,07	0,71	0,36
14	3,08	2,69	2,31	1,92	1,54	1,15	0,77	0,38
13	3,33	2,92	2,50	2,08	1,67	1,25	0,83	0,42
12	3,64	3,18	2,73	2,27	1,82	1,36	0,91	0,45
11	4,00	3,50	3,00	2,50	2,00	1,50	1,00	0,50
10	4,44	3,89	3,33	2,78	2,22	1,67	1,11	0,56
9	5,00	4,38	3,75	3,13	2,50	1,88	1,25	0,63

Tendo os resultados do quadro acima, é possível determinar o peso próprio dos tirantes, considerando que em cada tirante está instalada a tensão máxima admissível, recorrendo ao equilíbrio estático através das seguintes equações:

$$Peso = \text{Peso específico} \times \text{Volume} \leftrightarrow G_i = \gamma \times A \times L$$

Sabendo que:

$$A = \frac{P_{mi}}{\sigma_{adm}} \quad e \quad L = \frac{x_i}{\cos \alpha_i}$$

$$P_{mi} = \frac{q_{max} \times a}{\sin \alpha_i} \quad R = q_{max} \times a$$

Resulta a expressão final do equilíbrio estático:

$$G_i = \frac{\gamma \times q_{max} \times a \times x_i}{\sigma_{adm} \times \cos \alpha_i \times \sin \alpha_i}$$

Como no subcapítulo anterior, os resultados serão apresentados não em função do seu peso mas sim em função do seu custo. Interessa agora saber não o custo individual de cada tirante, mas sim por número de tirantes, obtido através do somatório ($\sum G_i$) para cada número de tirantes, como se representa no gráfico da figura 189.

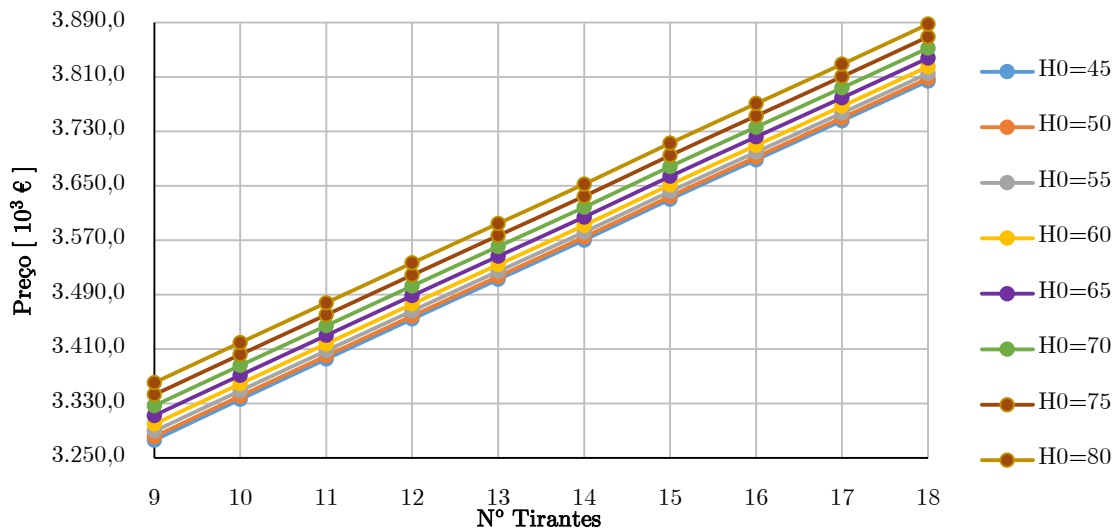


Figura 189 - Variação do custo dos tirantes em função de h_0 e do número de tirantes

Do gráfico pode tirar-se várias conclusões importantes que importa reter para escolher a configuração geométrica dos tirantes. Pode-se observar que para o mesmo número de tirantes a variação de h_0 não condiciona muito o custo do aço dos tirantes, e que quanto maior o valor de h_0 , o custo aumenta ligeiramente porque os tirantes ficam mais longos, mas com uma variação muito pequena. Contrariamente, quanto maior for o número de tirantes, maior é o custo.

A importância de relacionar o custo do aço dos tirantes com o aço das longarinas secundárias, tem a ver com o facto de que a sua variação em função do número de tirantes é contrária. O custo do aço dos tirantes, como se analisou no gráfico da figura 189, aumenta quanto maior for o número de tirantes, ao invés das longarinas secundárias em que diminui o seu custo quanto maior for o número de tirantes. Além disso, ainda se pode comparar com o funcionamento com e sem interação mista, e com a variação vertical de h_o , (Figura 190).

Desta forma pretende-se saber o relacionamento entre tirantes e longarinas secundárias sem e com interação mista.

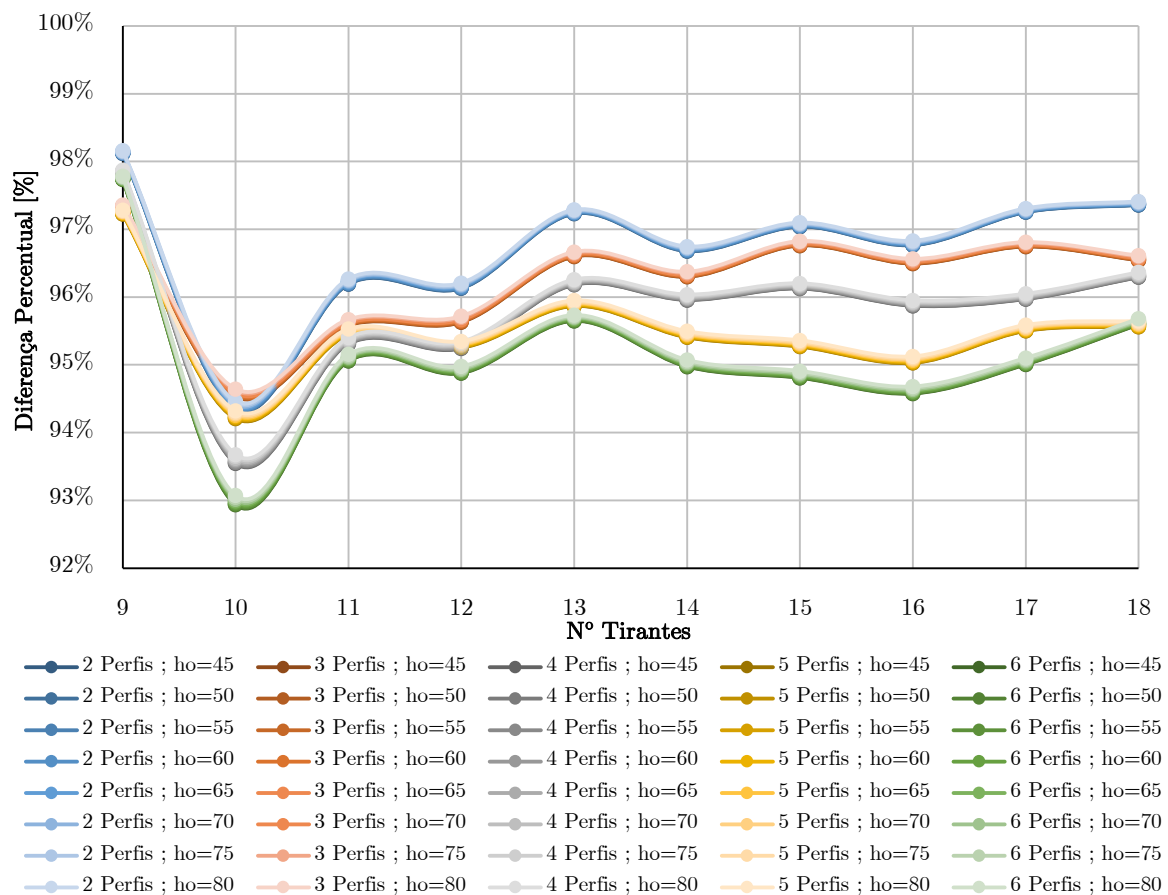


Figura 190 - Relação de custos entre os tirantes com sistema de interação mista e tirantes com o sistema sem interação

Os valores obtidos revelam que o custo dos tirantes e dos perfis com interação mista são mais baixos, comparativamente ao custo dos tirantes com o sistema de perfis sem interação mista aproximadamente 4%. De facto o custo dos perfis mistos vale em termos médios 96% do custo dos tirantes com o sistema de perfis sem interação mista, o que é mais vantajoso economicamente. Assim, adotou-se como sistema estrutural o sistema misto para as

longarinas secundárias para as plataformas rodoviárias e ferroviárias. Sendo assim torna-se importante comparar em termos relativos os custos dos tirantes e das longarinas vs. números de tirantes vs. h_0 . Para tal, apresentam-se na figura 191 os rácios de [2, 3, 4 e 5]/6 perfis em função de h_0 .

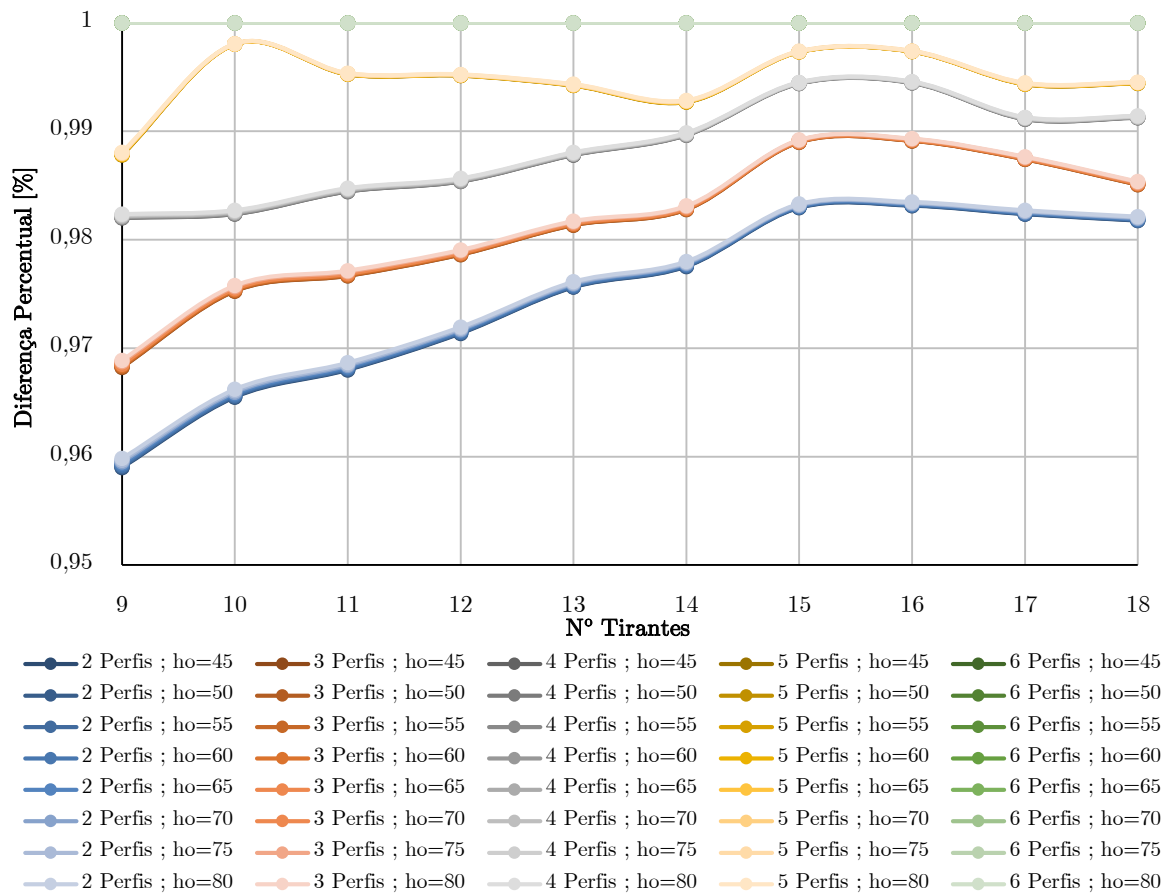


Figura 191 - Variação da diferença percentual do custo dos tirantes e os perfis com interação mista vs. h_0

Os valores obtidos revelam que h_0 tem pouca influência para o mesmo número de perfis no custo final do somatório dos tirantes e das longarinas secundárias. Verifica-se ainda que quanto maior o número de tirantes (até 15 tirantes) menor é a diferença percentual entre os perfis em comparação com o sistema de 6 perfis. Como se pode observar, o custo do sistema de tirantes com 2 perfis representa aproximadamente 96% para 9 tirantes comparativamente com o sistema de 6 perfis. De facto, para qualquer número de tirantes e h_0 , os valores mais económicos correspondem ao sistema de 2 perfis, verificando-se ser mais económicos entre 4-2% para uma variação de 9 a 15 tirantes, estabilizando no valor de 2% a partir de 15 tirantes. Assim, adotou-se como sistema estrutural na plataforma da rodovia o sistema misto de 2 longarinas secundárias.

Conforme a escolha anterior, torna-se agora importante comparar em termos relativos no sistema de 2 perfis a variação de h_0 vs. números de tirantes. O gráfico da figura 192 mostra a variação do somatório do custo do aço dos tirantes e do sistema de 2 longarinas metálicas em comparação com $h_0=80$ m.

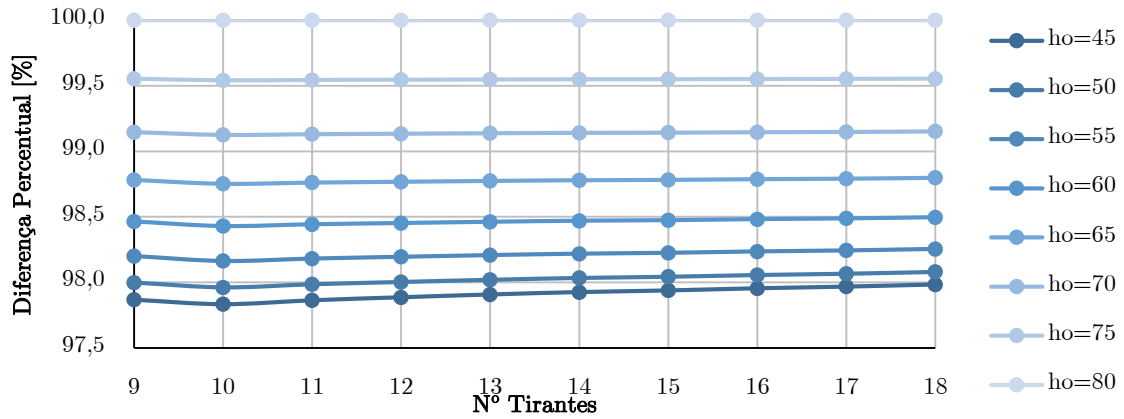


Figura 192 - Variação da diferença percentual do custo dos tirantes e de 2 perfis com interação mista vs. h_0

O gráfico revela que para o mesmo h_0 o custo final mantém-se praticamente constante para diferentes números de tirantes. Contrariamente, para o mesmo número de tirantes o custo final varia para h_0 diferentes. Constatase que o custo final com $h_0=45$ m representa cerca de 97,9% comparativamente com o custo final para $h_0=80$ m. De facto, quanto maior for h_0 , menor será a economia. Desta forma pretende-se eliminar uma variável de estudo, adotando um h_0 igual a 60 m de altura, por corresponder a um valor que melhor se adaptará à estética da configuração longitudinal dos tirantes, ficando mais económico 1,5% em comparação com h_0 igual a 80 m. Interessa saber agora a relação de custos do aço dos tirantes e do sistema de 2 perfis para um h_0 igual a 60 metros em função do número de tirantes.

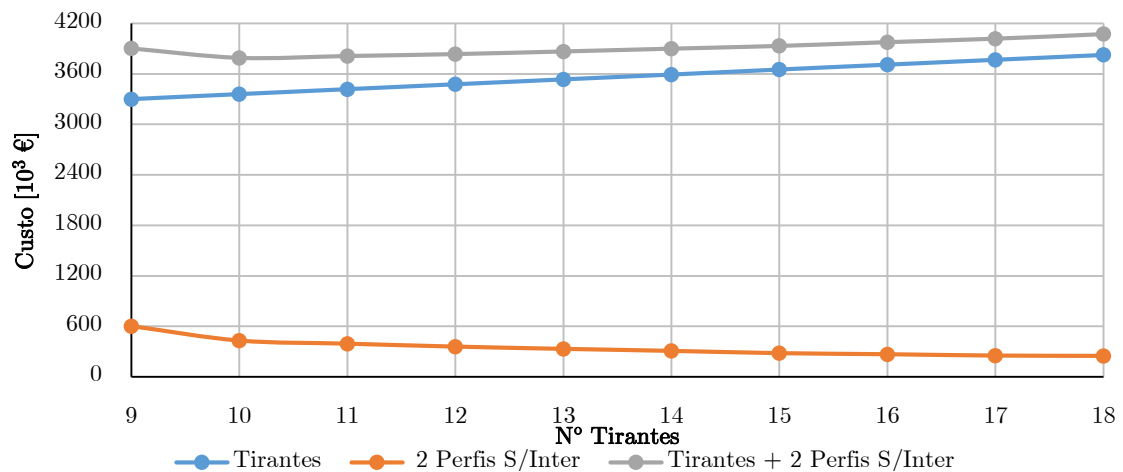


Figura 193 - Variação do custo dos tirantes e sistema de 2 perfis vs. n° de tirantes

Como se pode observar na figura 193, o somatório do custo dos tirantes com as longarinas secundárias aumenta com o número de tirantes. De facto, o peso do aço dos tirantes tem mais influência no custo final do que o peso das longarinas secundárias. Além disso, relacionando os custos dos tirantes comparativamente com o sistema de 18 tirantes representado no gráfico da figura 194, verifica-se que o sistema mais económico é o de 10 tirantes, representando cerca de 93% do custo final do sistema de 18 tirantes.

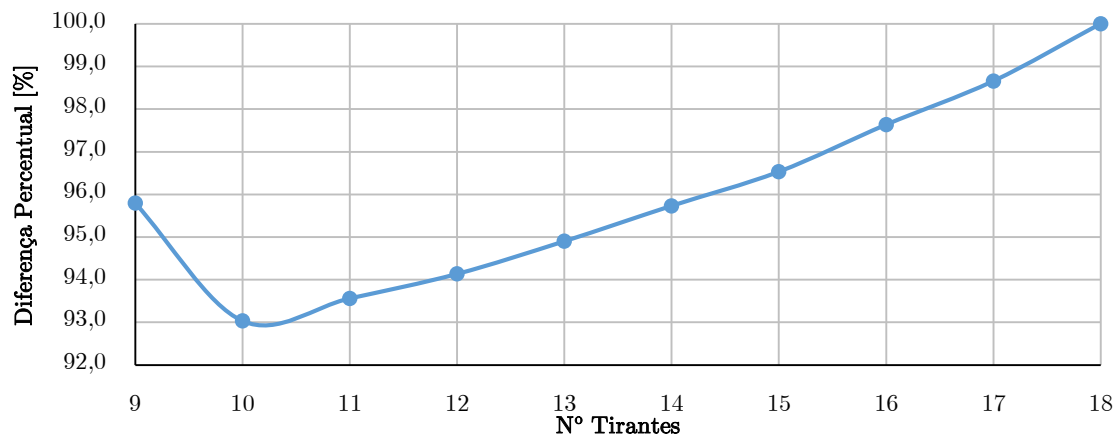


Figura 194 - Diferença percentual do custo final vs. nº tirantes relativamente ao sistema de 18 tirantes

Assim, tendo em linha de conta as variações do custo, adotou-se uma configuração geométrica de 11 tirantes. Apesar de não ser o mais económico, representando cerca de 93,5% em relação ao sistema de 18 tirantes e maior 0,5% em relação ao sistema de 10 tirantes, a configuração foi escolhida pelo facto do espaçamento longitudinal entre tirantes resultante ser de 15 metros, o que melhor se adaptará à estética da obra de arte.

6.6 Carlingas

Como referenciado anteriormente, o estudo prévio seria efetuado considerando os planos de tirantes verticais (o que na realidade não acontece pois são oblíquos na direção transversal), para uma maior facilidade de cálculo no estudo da ponte na direção longitudinal. Mas para o estudo das vigas transversais, o estudo tem de ser realizado no plano transversal, pelo que, para este elemento estrutural, consideraram-se os planos de tirantes oblíquos nesta fase preliminar. A inclinação dos planos de tirantes induz compressões nas carlingas que não se podem menosprezar pois condicionam a solução estrutural, nomeadamente a estabilidade do elemento (encurvadura).

Considerando que existem diversas possibilidades para a conceção de tabuleiros em treliça mista, os perfis metálicos em secção oca retangular são os elementos estruturais que têm vindo a ganhar expressão das obras de arte correntes, nomeadamente para o tráfego rodoferroviário. Este tipo de secções possui boas características mecânicas, tais como elevada rigidez torsional e de flexão, resistência à encurvadura em ambas as direções e uma elevada relação resistência/peso próprio, tornando viável a sua utilização num amplo campo de aplicações. Para simular o comportamento das carlingas para obtenção de esforços, foram utilizados duas análises diferentes:

- Para obtenção dos esforços dos momentos fletores e esforço transversal, foi utilizado um programa de cálculo automático (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014), um modelo de uma viga simplesmente apoiada quer para a plataforma rodoviária como para a ferrovia;
- Para obtenção do esforço axial induzidos pelos cabos, foi efetuado o cálculo teórico, como no subcapítulo anterior, considerando $F_h = \frac{R}{\tan \alpha_i}$, sendo R a reação vertical e α o ângulo do tirante.

O processo foi iterativo, devido à variação do peso próprio das carlingas para uma secção tubular retangular oca. Realizada a distribuição de carga nas carlingas, obtiveram-se os seguintes resultados:

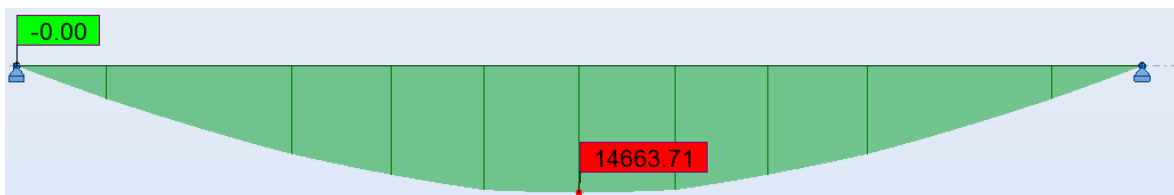


Figura 195 - Momentos fletores atuantes na carlinga rodoviária [kN.m]



Figura 196 - Esforço transversal atuante na carlinga rodoviária [kN]

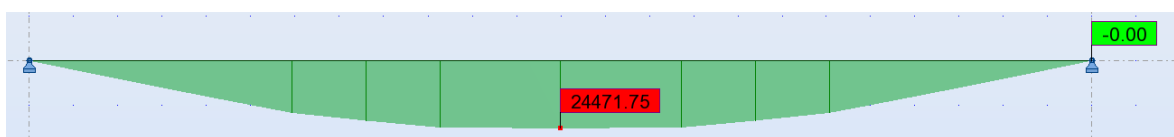


Figura 197 - Momentos fletores atuantes na carlinga ferroviária [kN.m]

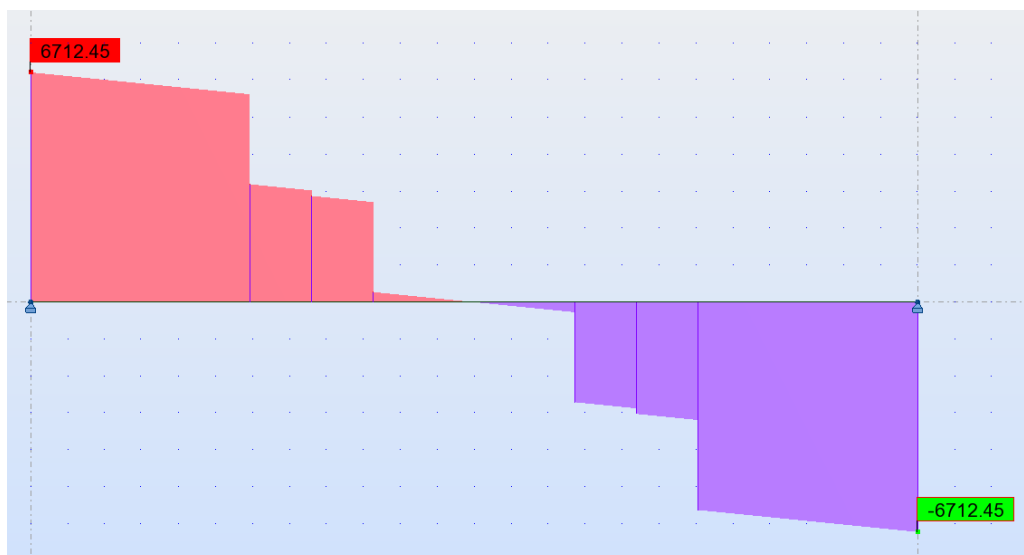


Figura 198 - Esforço transversal atuante na carlinga ferroviária [kN]

Os resultados obtidos na carlinga ferroviária são superiores ao da carlinga rodoviária, pelo que, devia-se efetuar o pré-dimensionamento para os dois tipos de carlinga. Inicialmente tinha-se optado por realizar o pré-dimensionamento com base nos diferentes esforços atuantes nos dois tipos de carlinga, mas optou-se por realizar o pré-dimensionamento com base nos esforços da carlinga da ferrovia (mais condicionantes) para manter a mesma rigidez transversal na parte superior e inferior do tabuleiro em todo o desenvolvimento da ponte. Deste modo, efetuou-se o pré-dimensionamento das carlingas superiores e inferiores com base nos esforços da carlinga da ferrovia, para um sistema de 11 tirantes, e considerando a variação dos tirantes como o tirante *I* como o mais curto e o tirante *II* como o mais longo, para cada *H* respetivo (altura da ancoragem nas torres) obtiveram-se os seguintes esforços:

Tabela 32 - Geometria dos tirantes e esforços atuantes nas carlingas

Tirante i	H	α	Compressão	Transverso	Momentos
	[m]	[graus]	[MN]	[MN]	[MN.m]
1	60	81,7	3,05	6,72	24,50
2	63	82,0	2,93	6,72	24,50
3	65	82,3	2,82	6,72	24,50
4	68	82,6	2,71	6,72	24,50
5	70	82,8	2,62	6,72	24,50
6	73	83,1	2,53	6,72	24,50
7	75	83,3	2,44	6,72	24,50
8	78	83,5	2,36	6,72	24,50
9	80	83,7	2,29	6,72	24,50
10	83	83,9	2,22	6,72	24,50
11	85	84,1	2,15	6,72	24,50

Para realizar a verificação da secção transversal para o Estado Limite Último foi necessário efetuar 2 verificações distintas, de acordo com EN 1993 -1-1 e EN 1993 - 2:

- Resistência das secções transversais;
- Resistência dos elementos à encurvadura no plano ($L_{cr} = 0,8L$);

Para não sujeitar o presente trabalho com uma memória de cálculo vasta e densa, apenas se apresentarão os resultados obtidos, tendo seguido as verificações específicas da EN 1993 -1-1 e EN 1993 - 2. As expressões de cálculo serão apresentadas no capítulo 7. No que diz respeito à resistência das secções transversais, o elemento estrutural estará sujeito a flexão composta com interação do esforço transversal. Sendo que relativamente à encurvadura o elemento estará sujeito à flexão composta com compressão.

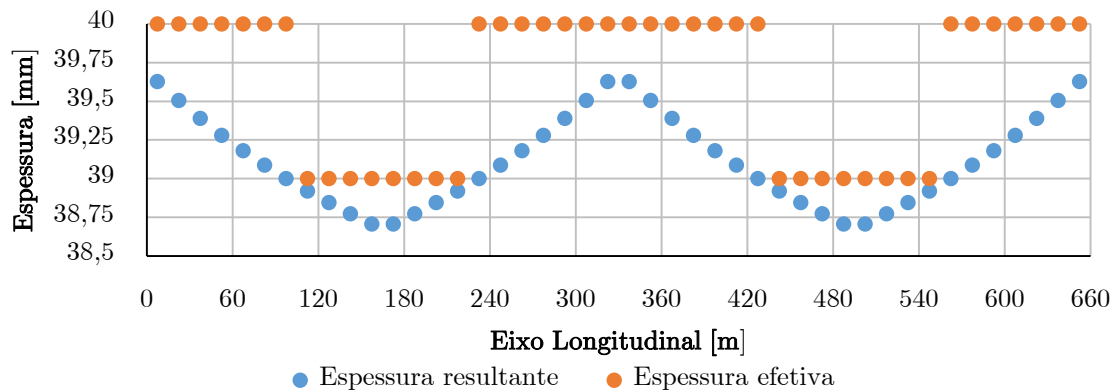


Figura 199 - Espessura efetiva adotada nas carlingas para uma secção tubular oca de 1200 mm de altura e 1000 mm de base

No cálculo efetuado, a encurvadura foi o que condicionou as secções resultantes. Adotou-se uma secção de altura e base constante em todo o desenvolvimento da ponte mas de espessura variável. Deste modo, para uma secção de 1200 mm de altura e de 1000 mm de base, resultaram secções de espessuras compreendidas entre os 38,70 e os 39,62 mm, pois os esforços resultante das compressões nas carlingas não variam muito entre si, figura 200. Sendo assim as secções transversais adotadas foram todas de 1200 mm de altura x 1000 mm de base, com espessuras de 39 mm ($A_{\text{efetiva}} = 1655,16 \text{ cm}^2$) e de 40 mm ($A_{\text{efetiva}} = 1696,00 \text{ cm}^2$).

6.7 Longarinas Principais

O pré-dimensionamento das longarinas principais, ao contrário das longarinas secundárias, foi realizado tendo em conta apenas a resistência metálica da secção transversal. A longarina principal é um elemento estrutural fundamental para o comportamento global da estrutura, pois é onde estão ancorados os tirantes e onde liga às carlingas. Como tal, a estabilidade deste elemento condiciona o comportamento das carlingas, como das longarinas secundárias. Para o cálculo neste estudo prévio, o objetivo é que as longarinas principais sejam de geometria igual em altura e largura (exceto na espessura) quer na corda superior, como também na corda inferior ao longo de todo o vão com secção transversal tubular retangular oca de espessura variável. De igual forma ao efetuado no subcapítulo anterior referente às carlingas, na verificação da secção transversal para o Estado Limite Último foi necessário efetuar duas verificações distintas, de acordo com EN 1993 -1-1 e EN 1993 - 2: resistência das secções transversais; resistência dos elementos à encurvadura no plano ($L_{cr} = 0,8L$).

Convém salientar um aspeto fundamental relativo à encurvadura: a verificação da estabilidade do elemento à encurvadura apenas se efetuou para o plano vertical, visto que as longarinas principais estão travadas pela laje no plano perpendicular. Além disso, o regulamento dispensa a verificação da encurvadura lateral para secções tubulares. A avaliação dos esforços atuantes nas cordas superiores (longarinas principais rodoviárias) e inferiores (longarinas principais ferroviárias) depara-se com um problema complexo de cálculo. Esta obra de arte é constituída por um tabuleiro duplo com diagonais do tipo Warren, ao invés das correntes obras de arte, que são constituídas por uma única plataforma. Este tipo de solução estrutural não é simples de analisar recorrendo a processos simplificados disponibilizados por alguns autores.

Se a presente obra de arte fosse constituída por um única plataforma, como na maioria dos casos correntes, o esforço normal induzido por cada cabo na plataforma era igual como no considerado no subcapítulo anterior dos cabos, isto é, a força de compressão induzida por cada cabo nas longarinas seria $F_h = \frac{R}{\tan \alpha_i}$, sendo R a reação vertical e α o ângulo formado pelo cabo. Este valor vai aumentado até a um máximo na torre e pode ser obtido pelo somatório acumulado em cada tirante, isto é, $\sum_{j=i}^{n^o \text{ tir}} F_h$ (como se poderá ver mais adiante num modelo simulado). Neste caso, essa maneira de análise não será a mais correta de efetuar, visto que a estrutura tem uma dupla plataforma em que as diagonais Warren vão

absorver e desviar as forças de compressão induzidas pelos tirantes. Também é fundamental referir que o esforço normal do tabuleiro depende diretamente da continuidade do tabuleiro (eventuais juntas de dilatação) e da tipologia dos apoios que existem nas torres e encontros.

Para estudar estes diversos fatores, realizou-se uma análise simplificada bidimensional do modelo de comportamento das longarinas principais, no programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014. Na modelação simplificada considerou-se uma estrutura plana, isto é, bidimensional, com as cargas aplicadas nas ancoragens dos tirantes no tabuleiro, em que os tirantes foram modelados como elementos de barras à tração, ligados a nós no tabuleiro e nas torres sem transmissão de momentos fletores das barras.

As torres foram modeladas com base nas iterações realizadas no subcapítulo 6.9 considerando secção retangular oca em betão armado. A obtenção das secções transversais das longarinas metálicas foi realizada por diversas iterações, até às verificações das condições de resistência mencionadas anteriormente. Na figura 200 está representado o modelo de cálculo efetuado.

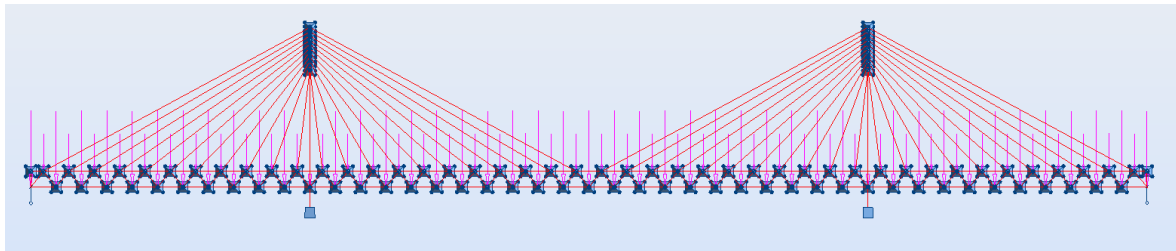


Figura 200 - Modelo bidimensional simplificado para o cálculo de pré-dimensionamento das longarinas principais.

O modelo foi realizado tendo em linha de conta as tipologias dos apoios, sendo que os esforços nos elementos estruturais variam de acordo com as restrições que são impostas aos apoios nas torres como nos encontros. Nesta análise simularam-se 4 tipos de apoios do tabuleiro nas torres, considerando sempre apoios simples nos encontros para a ponte se poder mover horizontalmente. Assim os 4 tipos de apoios nas torres considerados foram:

- Sem apoio nas torres (suspensão total);
- Apoio simples em cada torre;
- Apoio duplo em cada torre;
- Um apoio simples numa torre e apoio duplo na outra torre;

Quando se efetua uma modelação num programa de cálculo automático existe sempre a necessidade de validar valores com outro programa, ou com os valores teóricos, ou até mesmo confirmar valores com um ensaio de carga real. Como no caso não existe um apoio teórico para validação de valores, modelou-se a mesma ponte apenas com a plataforma rodoviária, mantendo o mesmo nível de cargas, para uma suspensão total e com apoios simples nas extremidades do tabuleiro de forma a confirmar que o esforço normal seja nulo ou próximo deste a meio vão e máximo nas torres. Analisou-se também a hipótese de apoios duplos nos encontros, de forma a confirmar trações a meio vão e na extremidade do vão lateral.

Os resultados referentes a essa análise para uma única plataforma foram os seguintes:

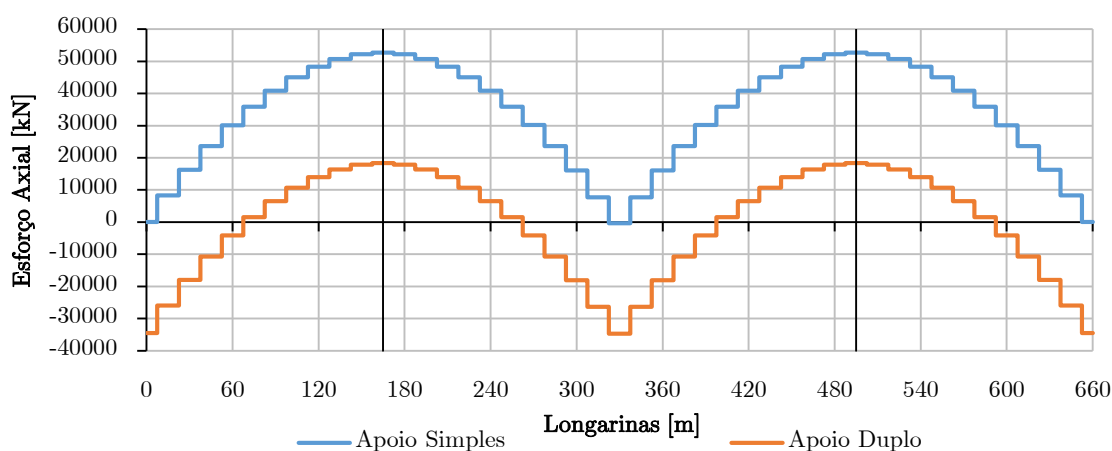


Figura 201 - Variação do esforço axial de única plataforma em suspensão nas torres com apoio simples e duplo nos encontros.

Verifica-se no gráfico da figura 201, se a estrutura fosse modelada para apenas uma plataforma em suspensão com apoios simples, os esforços normais de compressão (valores positivos) seriam máximos nas torres devidos ao somatório acumulado induzido pelos tirantes ($\sum_{j=i}^{n^{\text{tir}}} F_h$) e nulos ou aproximadamente a meio vão do vão principal. Se os apoios fossem duplos, os esforços seriam de tração (valores negativos) nas extremidades do vão lateral e a meio vão do vão principal devido a estes impedirem a rotação da plataforma. Sendo assim, consideram-se válidos os valores que se vão apresentar a seguir para o modelo bidimensional da ponte a projetar em fase de pré-dimensionamento.

Relativamente às tipologias de apoios considerados, apresentam-se os resultados dos esforços axiais:

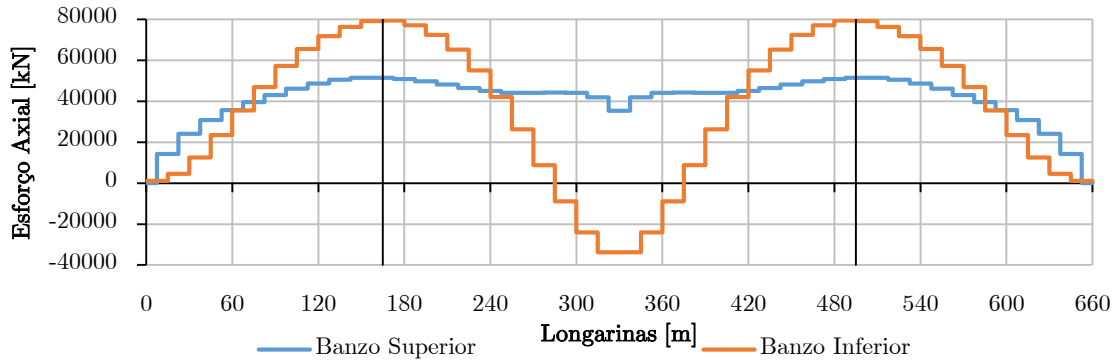


Figura 202 - Variação do esforço axial do tabuleiro em suspensão total

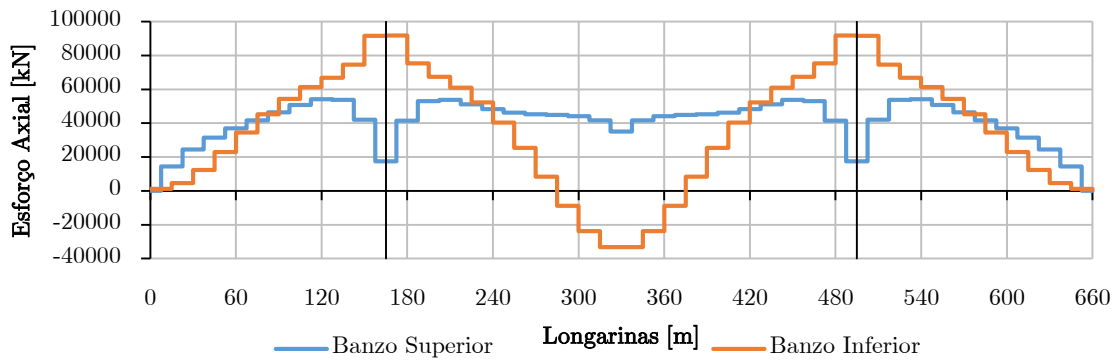


Figura 203 - Variação do esforço axial do tabuleiro para apoio simples nas torres

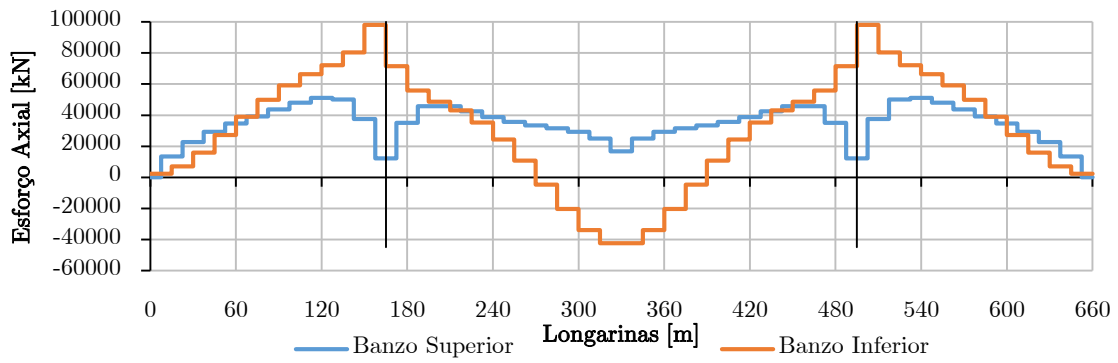


Figura 204 - Variação do esforço axial do tabuleiro para apoio duplo nas torres

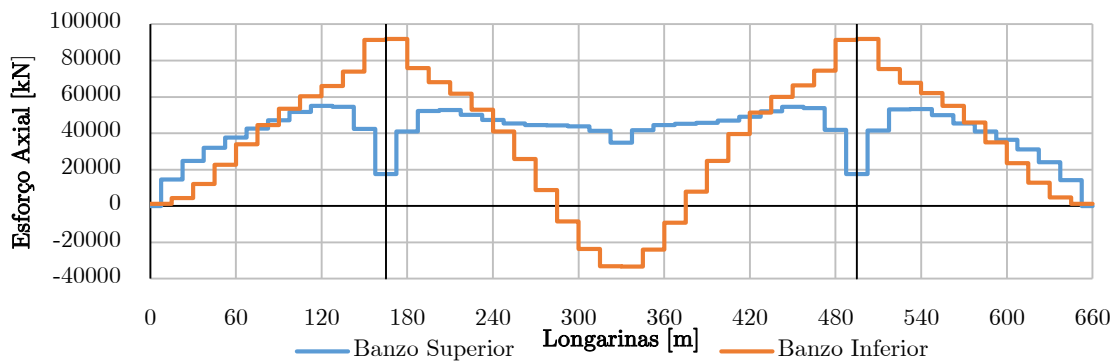


Figura 205 - Variação do esforço axial do tabuleiro para apoio simples e duplo em cada torre

Analisando os esforços axiais dos 4 gráficos representados, pode-se verificar que na corda superior (longarinas principais rodoviárias) os valores no sistema em suspensão total (Figura 202) é máximo nas torres sendo que nos restantes sistemas isso não se verifica. Isso acontece pelo facto da inexistência de apoios nas torres no sistema de suspensão total. Nos sistemas em que existe apoio nas torres, o tirante mais próximo da torre (tirante mais curto) é menos solicitado, visto que a área de influência de carga nesse tirante é reduzida e parte da carga é transferida diretamente para o apoio. Os esforços de um modo geral para a corda superior são valores positivos (compressão) aproximadamente iguais para os 4 sistemas, com exceção junto às torres para o sistema de suspensão total.

Relativamente aos esforços na corda inferior (longarinas principais ferroviárias), pode-se constatar que os esforços são superiores em relação à corda superior, devido à carga ser mais elevada e a meio vão do vão principal possuem esforços de tração, o que seria expectável devido à rotação do tabuleiro. Ainda em relação à corda inferior, os esforços de um modo geral são aproximadamente iguais nos 4 sistemas, com exceção para o apoio duplo nas 2 torres (Figura 203), em que os valores crescem junto às torres.

Torna-se assim importante escolher a tipologia de apoios. Deste modo, adotou-se o sistema de apoios duplos nas duas torres, com a justificação da estabilidade do tabuleiro. O tabuleiro em suspensão total (Figura 202) seria mais instável a ações perpendiculares ao plano dos tirantes como por exemplo a ação do vento. Por outro lado, se a escolha recaísse para apoios simples nas torres (Figura 203), o tabuleiro não ficaria travado na direção horizontal, o que iria permitir maiores rotações a cargas verticais no tabuleiro. Sendo assim, a solução de 2 apoios duplos nos tabuleiros será a melhor solução a adotar.

À semelhança do subcapítulo anterior, para não sujeitar o presente trabalho com uma memória de cálculo densa, apenas se apresentarão a resultados obtidos. No que diz respeito à resistência das secções transversais e à encurvadura, o elemento estrutural está sujeito maioritariamente a esforço de compressão. As áreas efetivas em função da resistência e da encurvadura do elemento estão representadas nos gráficos na figura 206 e na figura 207.

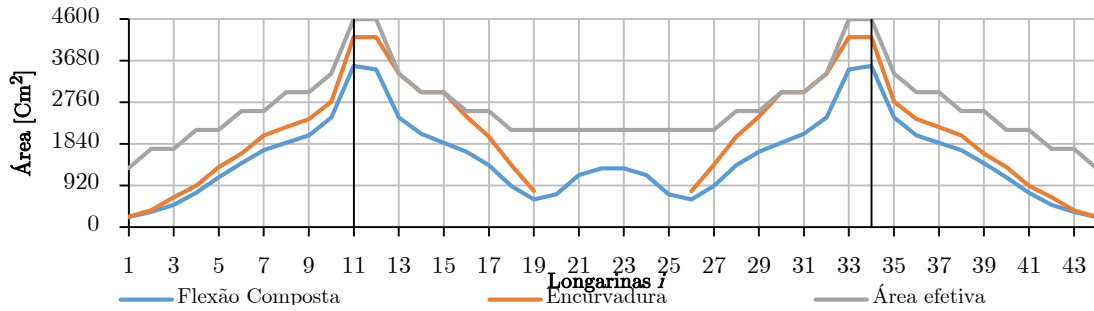


Figura 206 - Variação da área efetiva para a resistência, encurvadura e área efetiva adotada para a corda inferior

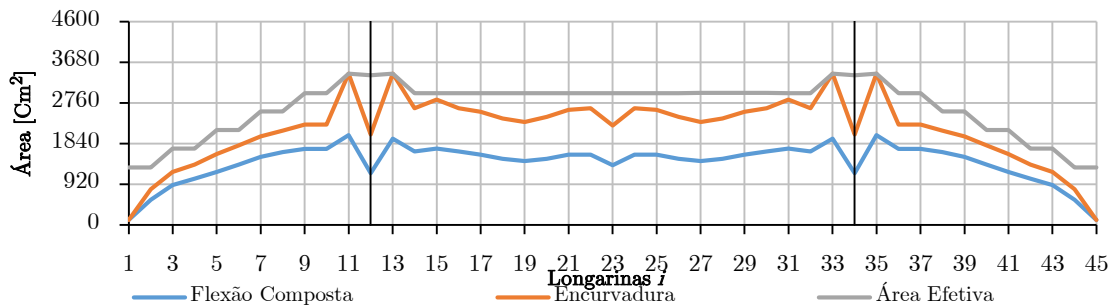


Figura 207 - Variação da área efetiva para a resistência, encurvadura e área efetiva adotada para a corda superior

Como se pode observar, a encurvadura das cordas é mais condicionante em relação à resistência. As áreas efetivas adotadas tiveram em conta uma margem de segurança para o efeito dos esforços atuantes devidos aos momentos fletores e à compressão. As secções adotadas foram secções tubulares retangulares ocas com 1200 mm de altura e de 1000 mm de base de espessura variável, como se pode observar na tabela 33 e na tabela 34.

Tabela 33 - Dimensões geométricas das secções das longarinas principais da corda superior [mm]

Vão Lateral				Vão Central			
Longarina i	h	t	b	Longarina i	h	t	b
1	1200	30	1000	13	1200	80	1000
2	1200	30	1000	14	1200	70	1000
3	1200	40	1000	15	1200	70	1000
4	1200	40	1000	16	1200	60	1000
5	1200	50	1000	17	1200	60	1000
6	1200	50	1000	18	1200	60	1000
7	1200	60	1000	19	1200	60	1000
8	1200	60	1000	20	1200	60	1000
9	1200	70	1000	21	1200	60	1000
10	1200	70	1000	22	1200	60	1000
11	1200	80	1000	23	1200	60	1000
12	1200	80	1000				

Tabela 34 - Dimensões geométricas das secções das longarinas principais da corda inferior [mm]

Vão Lateral				Vão Central			
<i>Longarina i</i>	<i>h</i>	<i>t</i>	<i>b</i>	<i>Longarina i</i>	<i>h</i>	<i>t</i>	<i>b</i>
1	1200	30	1000	12	1200	120	1000
2	1200	40	1000	13	1200	80	1000
3	1200	40	1000	14	1200	70	1000
4	1200	50	1000	15	1200	70	1000
5	1200	50	1000	16	1200	60	1000
6	1200	60	1000	17	1200	60	1000
7	1200	60	1000	18	1200	50	1000
8	1200	70	1000	19	1200	50	1000
9	1200	70	1000	20	1200	40	1000
10	1200	80	1000	21	1200	40	1000
11	1200	80	1000	22	1200	30	1000

A espessura das secções *19*, *20*, *21*, *22* e *23* da corda superior apresentadas na tabela 33, não foram as espessuras determinadas inicialmente, que eram de 40 e 30 mm respetivamente. Posteriormente, foi necessário aumentar a espessura dessas secções na verificação da segurança realizada no capítulo 7. Essa redefinição de espessura nas cordas superiores no vão central foi devida aos esforços de compressão que aumentam significativamente, quando a posição da carga vertical se encontra somente no vão central. Relembre-se que no pré-dimensionamento, o tipo de posição de carga definida foi uma carga uniforme distribuída em todo o desenvolvimento da ponte. No entanto fica frisado que todo o processo de cálculo do pré-dimensionamento foi com base nos resultados obtidos em fase de pré-dimensionamento. Deste modo, as espessuras representadas são as espessuras finais.

6.8 Diagonais Warren

A treliça do tipo Warren é uma solução estrutural simples. Se a treliça metálica fosse construída por rótulas nas suas ligações, os elementos estariam sujeitos somente a forças de tração e compressão e não a momentos de flexão, o que na realidade não acontece, devido às características das suas ligações rígidas ou semi-rígidas terem alguma capacidade de encastramento. O cálculo efetuado para o pré-dimensionamento das diagonais foi em geral semelhante ao dos restantes elementos estruturais metálicos apresentados anteriormente.

No caso presente as diagonais não estarão travadas nas duas direções perpendiculares ao contrário das longarinas. Este aspeto é importante devido ao valor de L_{cr} a implementar, devido à norma referir o uso de $L_{cr} = 0,8L$ no plano e $L_{cr} = 1,0L$ perpendicular ao plano. Para não sobrecarregar o presente trabalho com uma memória de cálculo vasta, efetuou-se apenas o cálculo para as forças axiais de compressão e de tração, considerando-se entretanto uma área adicional para uma margem de segurança. Os esforços axiais de compressão (valores positivos) e de tração (valores negativos) para este tipo de sistema estão representados no gráfico da figura 208.

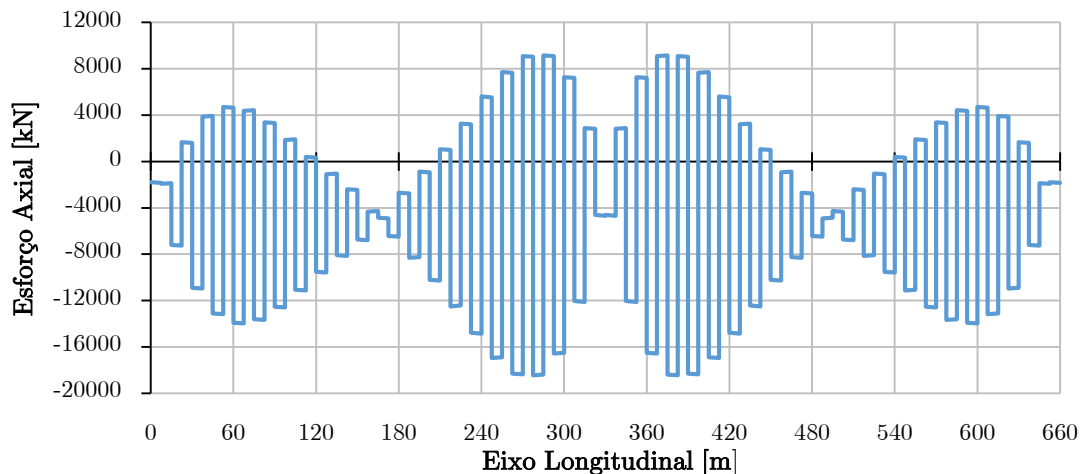


Figura 208 - Variação do esforço axial nas diagonais Warren [kN]

Observa-se que a variação dos esforços axiais é maior onde supostamente as deformações verticais são maiores no tabuleiro, e mínimas nos apoios dos encontros e nas torres. A nível global as forças de tração são superiores às de compressão, devido à plataforma inferior estar "suspensa" nas diagonais. Deste modo, foram determinadas as áreas necessárias tendo em linha de conta os esforços de compressão (+) e de tração (-). As áreas obtidas nas diagonais estão representadas na figura 209.

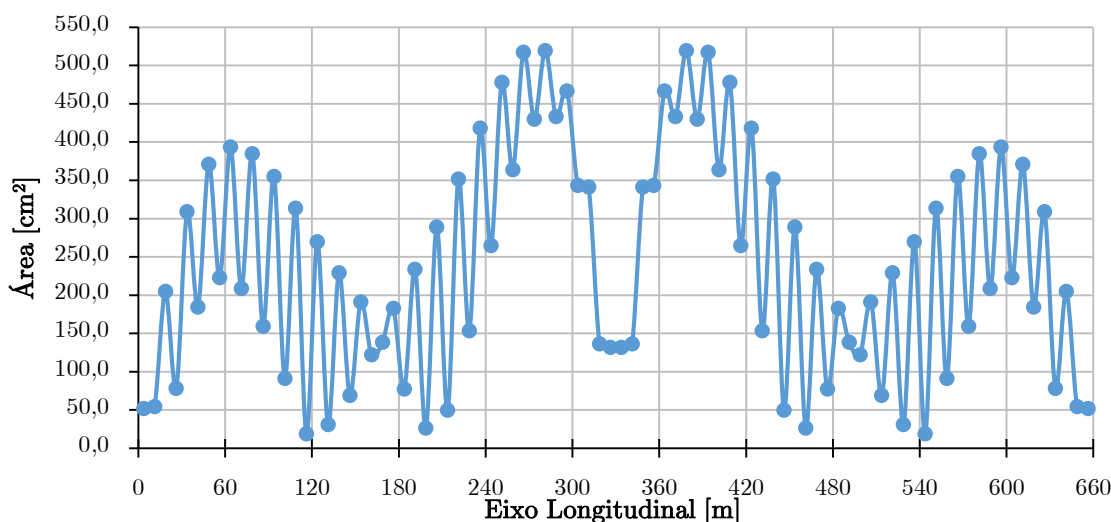


Figura 209 - Variação das áreas obtidas no pré-dimensionamento para a resistência e encurvadura das diagonais Warren

As áreas obtidas, como se pode observar no gráfico da figura 209, não foram as áreas adotadas nas diagonais na estrutura final. Como frisado anteriormente nas longarinas principais, não foi utilizada a alternância de cargas nos tabuleiro, o que limitou as secções adotadas, como se veio a evidenciar no capítulo 7 na verificação da segurança. À partida tinha-se considerado suficiente esta análise simples no tabuleiro (esforço axial), mas revelou-se insuficiente no caso das diagonais e nas longarinas principais superiores no vão central. A redefinição das secções transversais das diagonais efetuada no capítulo 7, foi devido principalmente à alternância de cargas no vão central (o que provocou esforços adicionais nas secções próximas das torres e nas secções perto dos encontros), e devido à flexão composta no plano e perpendicular ao plano (limitou a verificação à encurvadura nas duas direcções).

Como referenciado anteriormente, todo o processo iterativo no pré-dimensionamento foi com base nos resultados obtidos nesta fase. Deste modo, posteriormente optou-se por uniformizar a secção transversal resultante, numa secção tubular retangular oca com 1200 mm de altura para uma base de 1000 mm com espessura de 40 mm, cuja área efetiva é de 1728 cm².

6.9 Torres

No capítulo 3 foi definida com base na estética e em aumentos significativos de rigidez e de torção comparativamente a outros tipos de geometria, a escolha das torres em Y invertido. Torna-se agora necessário determinar as dimensões geométricas em altura e largura, como também as dimensões das secções transversais. Devido à sua natureza geométrica, a análise em fase de pré-dimensionamento das torres é relativamente mais difícil do que por exemplo a dos tirantes, pelo que, torna-se necessário realizar uma análise a algumas analogias e considerações importantes acerca da influência das torres.

As dimensões geométricas a adotar nas torres têm uma relação estreita com o tabuleiro e com a disposição dos tirantes. Estes constituem os três grupos estruturais principais numa ponte atirantada. Quando se projeta o tabuleiro e os tirantes, estão interrelacionados tanto do ponto de vista estético como do resistente com as torres. De acordo com a rigidez e disposição das torres, este constitui as condições de contorno do tabuleiro, tal como a forma do tabuleiro e a disposição transversal/longitudinal dos tirantes constitui a maneira em que as torres são solicitadas. Além dessas interdependências, a altura das torres determina a importância dos efeitos das solicitações horizontais na sua conceção. Quando as torres se encontram no leito de um rio, a sua própria estrutura e fundação (se aplicável) estará submetida a pressões à passagem da corrente. A corrente do rio poderá ainda provocar outras consequências na estrutura submersa, no caso de existirem infraescavações e sobrelevações no leito do rio (este parâmetro não foi avaliado no presente trabalho). Todo esse conjunto de condições influencia a conceção das torres, com maior ou menor intensidade.

Além desse conjunto de condições, existe outro tipo de considerações (que poderão ser mais relevantes e condicionantes) que são importantes efetuar. A grande altura das torres acentua dois tipos de efeitos, os produzidos pelas cargas horizontais e os correspondentes à instabilidade, isto é, à encurvadura em geral. Analogamente aos pilares das pontes vigadas correntes, a secção transversal ideal para as torres será a secção em caixão. Este tipo de secção, comparativamente a uma secção cheia, é a que melhor resiste aos esforços de flexão proporcionados pela excentricidade da sobrecarga, pelas cargas horizontais aplicadas no topo do fuste das torres e à encurvadura, devido ao seu grande raio de giração

Se realizarmos uma comparação análoga entre o comportamento das torres da ponte em questão em relação aos pilares de uma ponte vigada corrente em betão armado, veremos que existem algumas diferenças que importam reter. Geralmente a direção transversal ao eixo das pontes vigadas é a mais desfavorável nos pilares, pois as cargas de vento são maiores nessa direção. Contrariamente, na direção longitudinal vemos que existe uma grande diferença, dado que as solicitações devidas às ações do vento são menores e, dado que o funcionamento dos pilares ao longo do eixo com o tabuleiro é aproximadamente como um pórtico, existe um aumento da sua rigidez nessa direção. Se consideramos agora as pontes atirantadas, independentemente da disposição dos tirantes e da geometria das torres, a direção longitudinal é mais instável do que a direção transversal nas torres ao contrário dos pilares das pontes vigadas.

Em primeiro lugar, para o mesmo caso de solicitação, a deformação das torres na direção longitudinal é mais desfavorável pelo facto de estas estarem encastradas na base e livres no topo, enquanto na direção transversal as torres em Y invertido são formadas por uma estrutura triangulada (pernas), o que confere maior estabilidade, dado que as estruturas triangulares são geometrias poliédricas com grande rigidez. Em segundo lugar, a distribuição e a alternância de cargas no tabuleiro produzirá esforços diferentes nas duas direções nas torres.

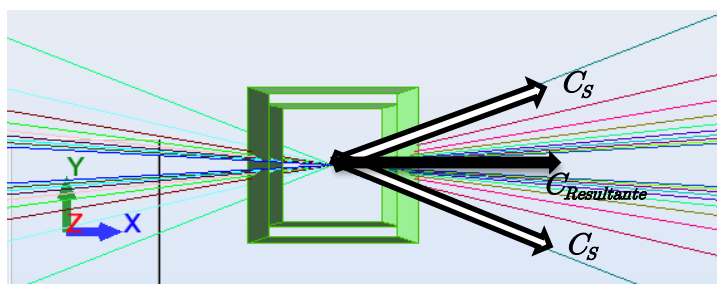


Figura 210 - Impulso resultante na torres para um carregamento simétrico transversal

Quando o tabuleiro estiver sujeito a um carregamento simétrico transversalmente (Figura 210), as torres ficarão apenas sujeitas a momentos fletores em torno do eixo transversal (eixo yy), enquanto se o tabuleiro estiver sujeito a um carregamento assimétrico transversalmente, as torres ficaram sujeitas a momentos fletores de maior intensidade em torno do eixo transversal (eixo yy) e de menor intensidade na direção longitudinal (eixo xx). Assim, as secções transversais das torres deverão ter uma rigidez elevada no sentido longitudinal à ponte e mais reduzida no sentido longitudinal.

Após a análise anteriormente efetuada nos subcapítulos 3.6 referente à conceção da estrutura e 6.5 referente ao pré-dimensionamento dos tirantes, as dimensões em altura das torres foram determinadas na última iteração em 25 metros para o fuste, 85 metros entre a cota superior do tabuleiro e a cota superior do fuste e 106,9 metros entre as fundações e a cota superior do fuste. Assim, considerando tanto o fator estético como o funcional, é necessário definir a dimensão em largura das torres. Considerando que existe um equilíbrio de um nó entre o fuste e as pernas, o esforço axial que transita do fuste para as pernas será função da inclinação destas. *A priori*, quanto menor for a inclinação das pernas com a horizontal, maior será o esforço axial e os momentos fletores atuante.

Em conformidade com eventuais espaços de manutenção na zona de apoio do tabuleiro nas torres e, em conformidade com a largura da plataforma superior do tabuleiro, foi analisada de forma iterativa a inclinação a impor às pernas das torres de modo a que ao longo dos seus desenvolvimentos estas não intercetem o tabuleiro na zona pedonal. Assim, chegou-se à geometria do traçado das pernas transversalmente tendo resultado numa solução com inclinação de 75,42 graus em relação ao plano horizontal (Figura 211)

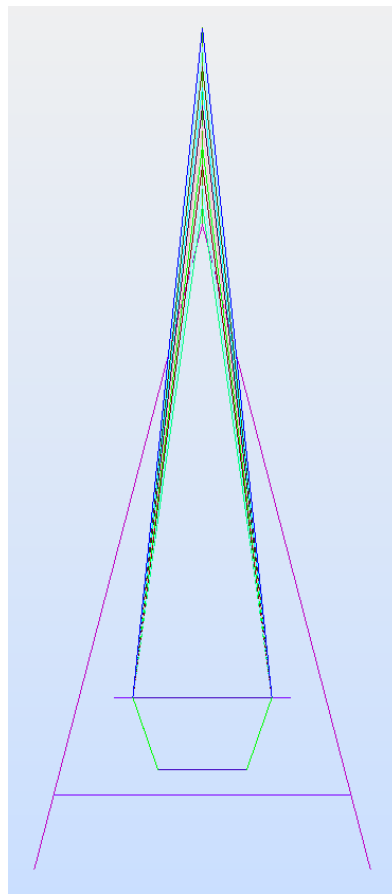


Figura 211 - Modelo numérico da secção trasnsversal das torres

O problema que aparece nesta fase de pré-dimensionamento é a avaliação da encurvadura das torres, pela sua forma singular que a caracteriza (ao contrário de um simples pilar). O fenómeno da encurvadura conduzirá a uma rotura determinada pela deformação lateral, sob a ação de uma carga axial de compressão e pelos esforços de flexão proporcionados pelas cargas horizontais aplicadas no fuste das torres. O problema com que se depara é a estimativa dos esforços de flexão nesta fase preliminar.

No sistema em semi-leque as ancoragens dos tirantes estão espaçadas ao longo do fuste das torres. Nesse caso, o fuste das torres é submetido a uma flexão determinada a partir das forças horizontais diferenciais que as ancoragens dos tirantes induzem em diferentes níveis. Na figura 212 está representado um caso em que as torres apenas estão solicitadas pelo peso próprio do vão lateral e pela sobrecarga no vão central. Isso implica que haverá uma diferença entre as forças horizontais induzidas pelos tirantes correspondentes de cada lado das torres e, conseqüentemente, as componentes horizontais desequilibradas são transferidas pelas ancoragens dos tirantes introduzindo momentos fletores, com uma variação mostrada na figura 212.

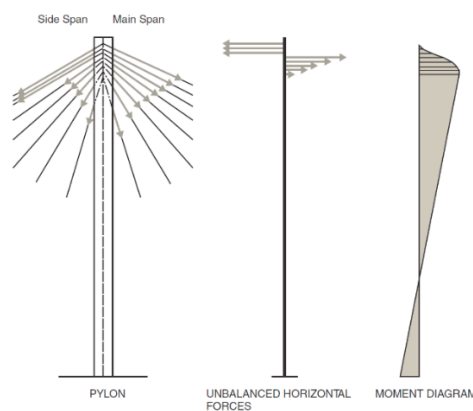


Figura 212 - Variação típica dos momentos fletores longitudinais numa torre em semi-leque

Segundo GIMSING & GEORGAKIS (2012), a carga mais decisiva das torres para o sistema de tirantes em semi-leque será o esforço axial proveniente das componentes verticais das forças dos tirantes ligados ao fuste, salientando que os mesmos não são os únicos esforços presentes na secção das torres, mas os mais relevantes e condicionantes para a secção em análise. Para questões de pré-dimensionamento, esta análise considerou-se suficiente, no entanto é necessária uma posterior análise mais rigorosa para poder ser feita a otimização da secção ao longo do desenvolvimento do projeto. Desta forma apenas foram analisados os esforços axiais para as cargas permanentes e para as sobrecargas.

A análise da capacidade resistente das torres nesta fase de pré-dimensionamento baseou-se em dois parâmetros: na aproximação da encurvadura com base na carga crítica de *Euler* para o ELU e a análise da influência da rigidez das torres na deformação vertical do tabuleiro para o ELS. Para ter em consideração o agravamento de esforços devido aos fenómenos de instabilidade das torres em regime elástico, foi calculada uma aproximação da carga mínima que provocaria instabilidade de uma barra através do problema de *Euler*.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{L_e^2}$$

A encurvadura no problema de *Euler* só é válida para uma peça linear prismática, pelo que, no caso de existir uma peça de inércia variável, será necessário efetuar a análise de encurvadura recorrendo a outros métodos (no presente caso, definiu-se que a secção transversal das torres seria de rigidez variável). Diversos autores apresentam vários métodos para o estudo da encurvadura em peças não prismáticas, uns recorrendo a métodos mais extensos e aprofundados (exatos), outros recorrendo a métodos mais simples (valores aproximados). Segundo o autor LANGENDONCK (1959), para efeito de aproximação (erro médio), recorre-se a um método simples e aproximado em que o valor da força crítica é obtido de forma análoga à carga crítica de *Euler*, sendo $I=I_{ft}$ (momento de inércia “fictício” da secção transversal em relação ao eixo que passa no centro de gravidade, perpendicularmente à direção de encurvadura) uma constante. O problema é válido desde que as barras sejam troncocónicas ou tronco prismáticas, o comprimento de encurvadura seja igual ao das barras prismáticas e o momento de inércia fictício seja igual à média geométrica dos momentos de inércia das secções do topo e da base.

$$I_{ft} = \sqrt{I_{Topo} \times I_{Base}}$$

Relativamente às condições de ligação do fuste e das pernas, estes apresentam condições fronteira diferentes consoante a direção de encurvadura. O fuste, quer na direção transversal quer na direção longitudinal ao eixo do tabuleiro, foi considerado com um comprimento de encurvadura $L_e = 2L$ por se encontrar encastrado na base e livre no topo em ambas as direções. No caso das pernas, na direção longitudinal foi considerado igualmente $L_e = 2L$ por se encontrar encastrado na base e livre no topo e, $L_e = L$ na direção transversal por se encontrar encastrado na base e “móvel” no topo.

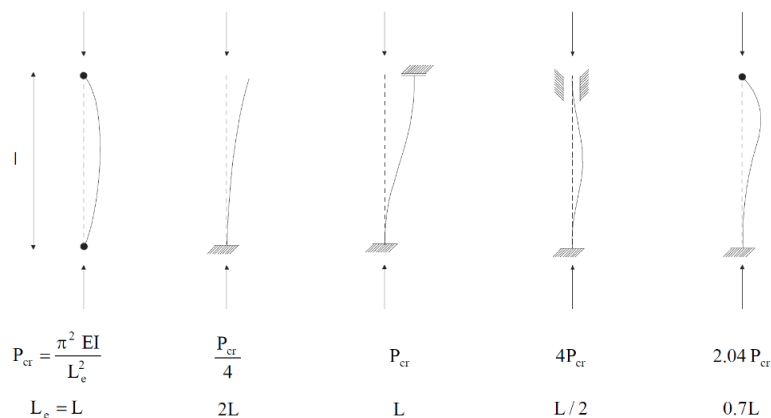


Figura 213 - Comprimento de encurvadura L_e em função das condições fronteiras

No que concerne à deformação vertical do tabuleiro, a rigidez de flexão das torres poderá influenciar a estabilidade do tabuleiro. Além disso, a rigidez fornecida pelos tirantes dos tramos laterais poderá de igual forma influenciar a estabilidade do tabuleiro, pois os tirantes dos tramos laterais poderão estabilizar com maior importância diretamente as torres e indiretamente o vão central do tabuleiro. Como tal, seria necessário realizar uma análise rigorosa para saber a influência da rigidez das torres vs. tirantes laterais na deformação vertical do tabuleiro central. Contudo fazê-lo implicaria um estudo demorado e aprofundado, pelo que, se considerou apenas determinar a contribuição da rigidez das torres mantendo constante a rigidez dos tirantes dos tramos laterais resultantes das iterações anteriores.

A cláusula A2.4.4.2.3 da norma EN1990-AnnexA2 define que o valor máximo do deslocamento vertical em qualquer ponto da via não deverá exceder $L/600$ para atuação do modelo de cargas LM71. Este limite é tanto válido para atuação do tráfego rodoviário, como também para o tráfego ferroviário independente. No caso de combinação de tráfego (tráfego misto) a norma é omissa, pelo qual, se adotou o valor $L/600$ conservativo para todas as combinações (limite justificado no Capítulo 7).

Para definir a secção a usar nas torres no programa bidimensional de cálculo automático, foi necessário fazer inúmeras iterações, utilizando um modelo simplificado de cálculo de um pilar para obter os esforços atuantes e a respetiva deformação vertical do tabuleiro. A modelação do pilar no programa de cálculo bidimensional teve em consideração a rigidez na zona das pernas, pelo que, nessa zona aplicou-se $2EI_{\text{perna}}$ o equivalente às duas pernas existentes. Da análise efetuada, foi controlado como margem de segurança máxima o nível de tensão no betão C50/60 a $0,75 f_{cd}$, para 25 MPa.

Dessa forma e após várias iterações em conformidade com os elementos estruturais referidos anteriormente, os esforços atuantes na última iteração nas torres são apresentados no gráfico da figura 214.

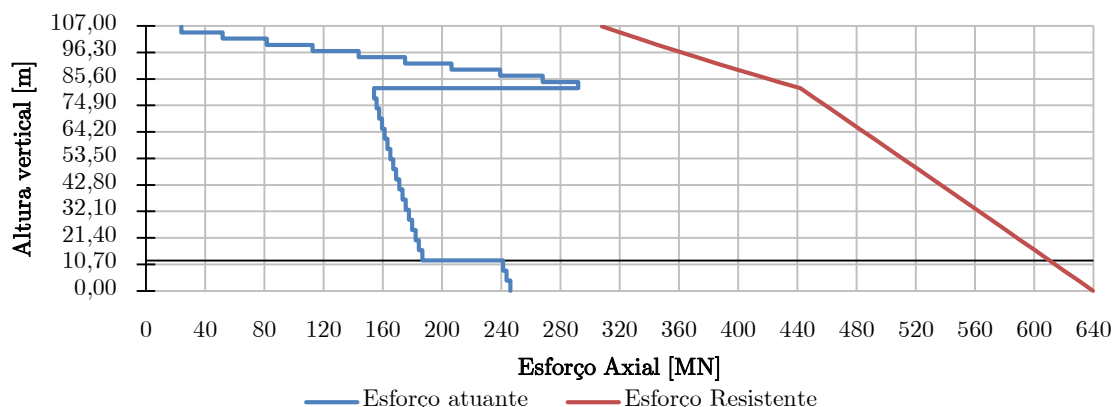


Figura 214 - Esforços axiais atuantes e resistentes das secções transversais adotadas nas torres

Analisando os esforços atuantes obtidos, verificou-se que o esforço axial no fuste aumenta gradualmente em “escada” devido ao incremento acumulado das forças provenientes de cada ancoragem dos tirantes. Na transição do fuste para as pernas o esforço axial reduz aproximadamente para metade, onde a partir daqui vai aumentando gradualmente devido ao peso próprio da estrutura. Na zona dos apoios existe um incremento considerável devido ao esforço que é desviado do tabuleiro junto aos apoios, onde os tirantes não têm influência.

Após dispor as secções transversais em várias dimensões, foram adotadas as dimensões apresentadas na tabela 38 no capítulo 7, na qual são resistentes aos esforços axiais apresentados no gráfico da figura 214. As dimensões adotadas nas torres resultaram num esforço axial na base do fuste e das pernas de 291,95 MN e 246,04 MN, respetivamente. As cargas críticas de encurvadura mínima obtidas em conformidade com as secções adotadas, foram de 1098 MN no fuste (direção yy) e de 248,07 MN nas pernas (direção xx). Em ambos as cargas críticas de encurvadura ao esforço axial são superiores às cargas atuantes, com uma grande margem no fuste (cerca de 73,41%), e uma margem muito reduzida nas pernas (cerca de 0,82%). Apesar de a carga crítica de encurvadura obtida nas pernas ter uma margem muito reduzida em relação ao esforço axial atuante, optou-se por não aumentar a inércia das secções, porque o esforço máximo das pernas é na sua base, na qual a inércia existente ($I_{y,0\text{metros}} = 96,67 \text{ m}^4$) é bastante superior à inércia fictícia obtida para efeito de cálculo ($I_{y,ft} = 77,83 \text{ m}^4$).

Para o caso de carga adotado no pré-dimensionamento (uniformemente distribuído), a configuração da deformada global da estrutura está apresentada na figura 215.

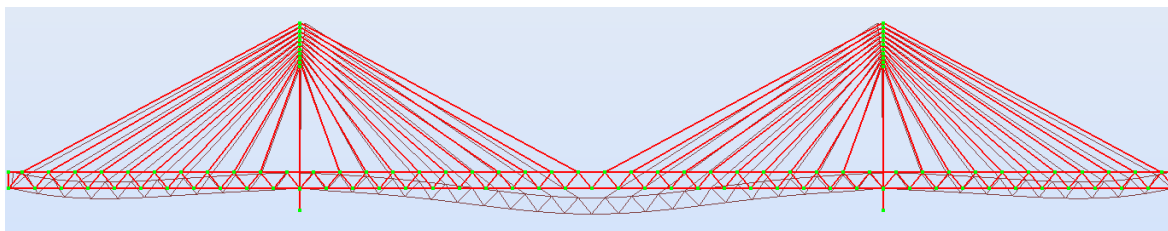


Figura 215 - Configuração da deformada máxima global da estrutura causada pelas sobrecargas em simultâneo LM1 (Base) com LM71 (Secundária)

Verificou-se que o deslocamento para o caso de carga no vão central e no vão lateral, ilustrado na figura 216, foi de 52,1 cm e de 21 cm, respetivamente

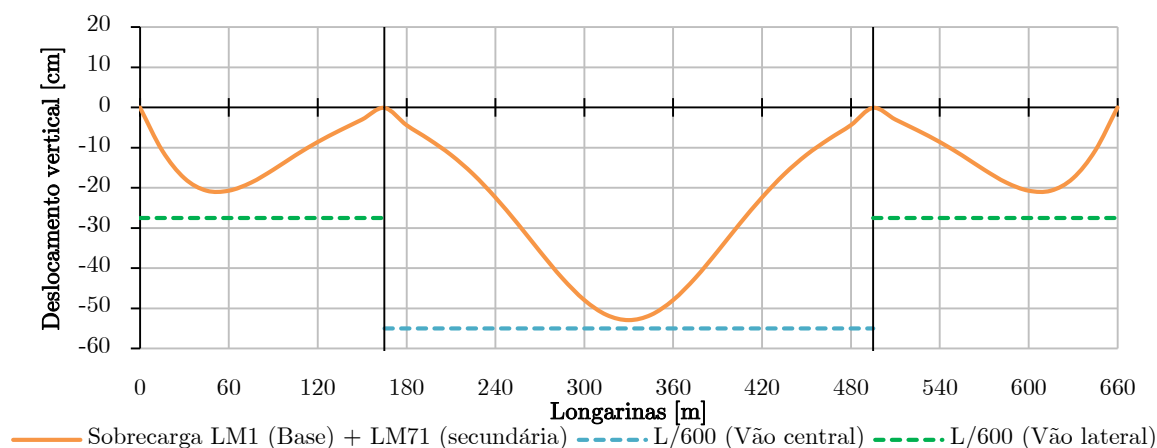


Figura 216 - Configuração da deformada máxima global da estrutura causada pelas sobrecargas em simultâneo LM1 (Base) com LM71 (Secundária)

A deformação máxima verificada na zona do vão central do tabuleiro corresponde a uma relação de $L/\delta = 633$ e no vão lateral a uma relação de $L/\delta = 786$, considerando-se que fica verificado o estado limite de deformação e o critério de conforto na categoria de muito bom para as secções adotadas, pois a relação é superior a $L/\delta = 600$. Estas medidas fornecem uma margem grande em relação às forças de compressão obtidas no modelo simplificado, margem que é importante já que as torres também vão estar sujeitas a momentos fletores. Assim, as dimensões finais serão apresentadas no capítulo 7.

7 ANÁLISE E VERIFICAÇÃO DA SEGURANÇA ESTRUTURAL

7.1 Considerações Gerais

O estudo estrutural foi desenvolvido com um detalhe e profundidade que, no geral, se pode considerar ser a nível de Projeto Base (Anteprojecto). A construção do modelo estrutural foi discretizado e analisado num modelo estático tridimensional no programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis 2014. O dimensionamento e a verificação da segurança estrutural dos ELU e dos ELS foram efetuados segundo a norma NP EN 1990. A verificação do colapso estrutural foi efetuada para a verificação do Estado Limite Último, e para isso foi utilizada a combinação fundamental para verificação dos esforços atuantes tendo em consideração:

- Estado limite de resistência de todos os elementos estruturais;
- Estado limite de instabilidade dos elementos comprimidos;

Para o caso da verificação do funcionamento da estrutura em condições de uso corrente, a análise foi efetuada para o Estado Limite de Serviço, para as combinações características e quase-permanentes tendo em vista:

- Estado limite de deformações, incluindo o critério do conforto dos passageiros;
- Estado limite de tensões em condições de serviço;

Salienta-se que não foram estudados aspetos com verificações obrigatórias de acordo com as normas, nomeadamente: projeto das fundações; análise da torção; efeitos de deformabilidade transversal e distorcional do tabuleiro; efeitos de interação via-estrutura; comportamento aerodinâmico da ponte; fadiga; geotécnica; comportamento dinâmico devido à ação sísmica; vibrações dos cabos; não-linearidade dos materiais;

7.2 Modelo Numérico da Estrutura

7.2.1 Programas de Cálculo Automático

O procedimento usado na análise da estrutura constituiu modelos diferenciados em função dos objetivos. Para dimensionamento e obtenção dos esforços provenientes das diversas ações regulamentares e da segurança aos estados limite, recorreu-se a dois programas de cálculo automático. Para avaliação dos esforços das torres, diagonais, longarinas e carlingas foi realizada uma modelação numérica com recurso ao software de análise estrutural Autodesk Robot Structural Analysis 2014. Para o dimensionamento das secções das torres, recorreu-se a um programa de cálculo em Microsoft Visual Basic, para obtenção da capacidade resistente. As lajes foram modeladas num simples modelo local separado em relação ao modelo global no programa de cálculo Autodesk Robot Structural Analysis 2014.

7.2.2 Modelação e Características Geométricas da Estrutura

A análise da resposta estrutural da ponte foi inicialmente discretizada como elementos finitos de barra tridimensionais nos elementos metálicos e nas torres, e em elementos finitos de casca para simular as lajes. Este tipo de modelo seria o mais coerente para realizar a análise transversal do tabuleiro para simular as lajes e as vigas mistas, para efeitos de avaliação da distribuição dos esforços nas secções transversais das barras, provocadas sobretudo pelas ações horizontais. No entanto, devido à envergadura da estrutura, este tipo de modelo numérico revelou-se ser bastante “pesado” para efeitos de cálculo e de tratamento de dados no programa computacional.

Apesar do modelo anterior ser o mais correto e de representar adequadamente o funcionamento da ponte, procedeu-se à discretização de um modelo mais “leve”, modelando apenas os elementos metálicos e as torres em elementos finitos de barras tridimensionais, efetuando-se a análise das lajes num modelo separado mais simplificado. No caso das longarinas secundárias com funcionamento misto, adotou-se uma secção homogeneizada em aço, criando assim uma secção equivalente de uma secção mista aço-betão. Assim, o peso próprio da laje, as restantes cargas permanentes e a sobrecarga de utilização foram aplicados no centro de gravidade das secções das barras através de forças distribuídas e forças concentradas.

O modelo global espacial está representado segundo o eixo X na direção longitudinal, o eixo Y na direção transversal e o eixo Z na direção vertical. Cada barra é totalmente representada pela sua área transversal e três momentos de inércia: de torção (não se estudou), de flexão segundo o eixo horizontal e de flexão segundo o eixo vertical.

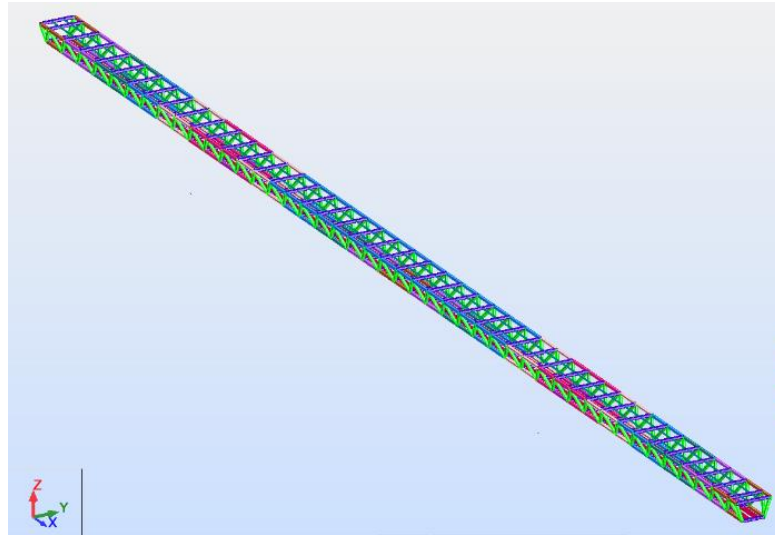


Figura 217 - Vista da volumetria do tabuleiro em perfil

O tabuleiro é constituído por diversas barras longitudinais de secções variáveis e barras transversais de secção constante, ligadas pelos seus eixos de gravidade. As barras que funcionem sem interação mista, foram modeladas com propriedades de massa reais, ao contrário dos elementos misto aço-betão que foram modelados com propriedades de massa equivalente. As diagonais possuem um afastamento da corda superior e inferior em 7,5 m no plano longitudinal, 3,2 m no plano transversal, têm uma distância na vertical de 9,2 metros (altura do tabuleiro), tendo um comprimento entre os apoios nas cordas de 12,3 m.

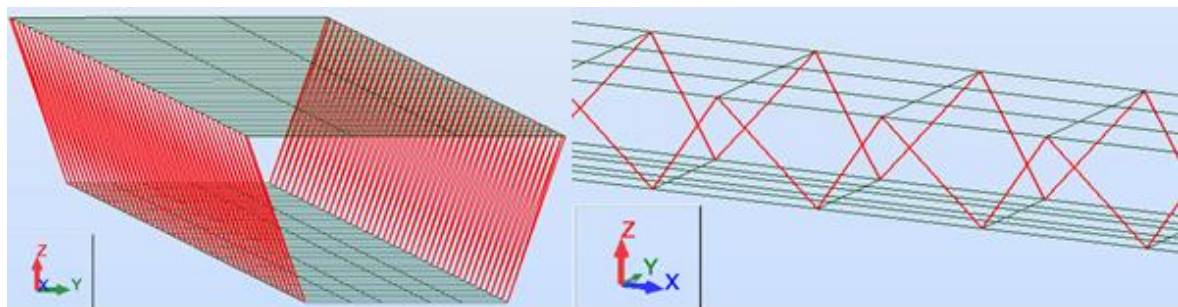


Figura 218 - Pormenor das diagonais em perfil

As longarinas principais das cordas de 15 metros de comprimento foram modeladas com secção variável, e estão afastadas entre si na plataforma superior em 17,6 m e 11,2 m na plataforma inferior (a).

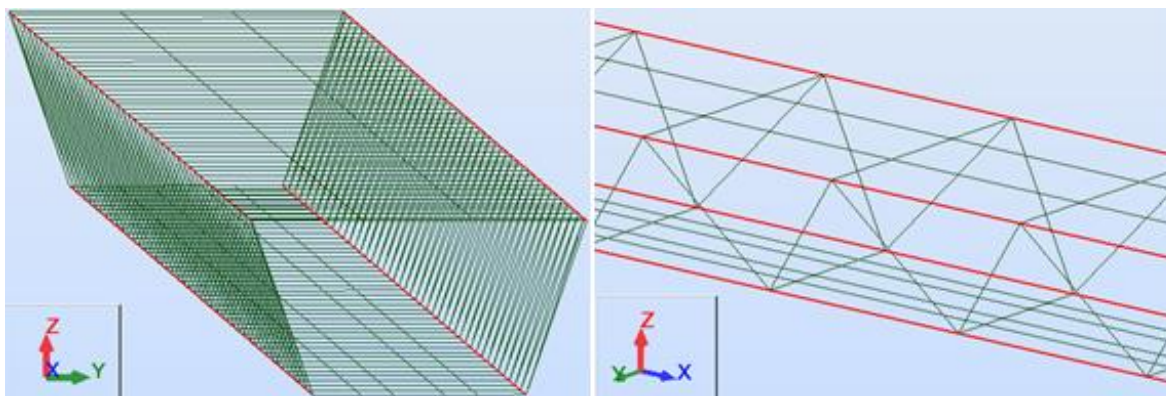


Figura 219 - Pormenor das longarinas principais em perfil

As barras transversais foram modeladas com rigidez constante em todo o desenvolvimento da estrutura, com um espaçamento entre si na mesma plataforma em 15 metros e em 7,5 metros em relação à plataforma adjacente. As características de geometria de massa dos elementos sem interação mista do tabuleiro estão representadas na tabela 35.

Tabela 35 - Geometria de massa das barras sem interação mista do tabuleiro

Nome da Secção	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
Longarina_P_30	1696	800	960	4679641	3628885	2732245
Longarina_P_40	1284	600	720	3611209	2794572	2109452
Longarina_P_50	2100	1000	1200	5683601	4417500	3317500
Longarina_P_60	2496	1200	1440	6624961	5162112	3866752
Longarina_P_70	2884	1400	1680	7505569	5864385	4381505
Longarina_P_80	3264	1600	1920	8327248	6525952	4863232
Longarina_P_120	4000	2000	2400	9801000	7733333	5733333
Warren	1696	800	960	4679641	3628885	2732245
Carlinga	2100	1000	1200	5683601	4417500	3317500

As longarinas secundárias da plataforma inferior e superior foram alinhadas pelos respectivos centros de gravidade das carlingas. Para obter os valores de cálculo dos esforços existentes nas vigas mistas, foi necessário criar um modelo que analisasse apenas a viga metálica em estudo, juntamente com a laje efetiva de betão colaborante. Para isto foi utilizado o critério de homogeneização, em que se transformou a secção efetiva do betão numa secção equivalente em aço, criando assim uma nova secção de um mesmo material.

No tabuleiro superior as longarinas secundárias estão espaçadas transversalmente entre si em 5,83 metros, enquanto no tabuleiro inferior as longarinas secundárias estão alinhadas entre os centros de gravidade dos carris ferroviários UCI 60 em 1,74 m entre si em cada via.

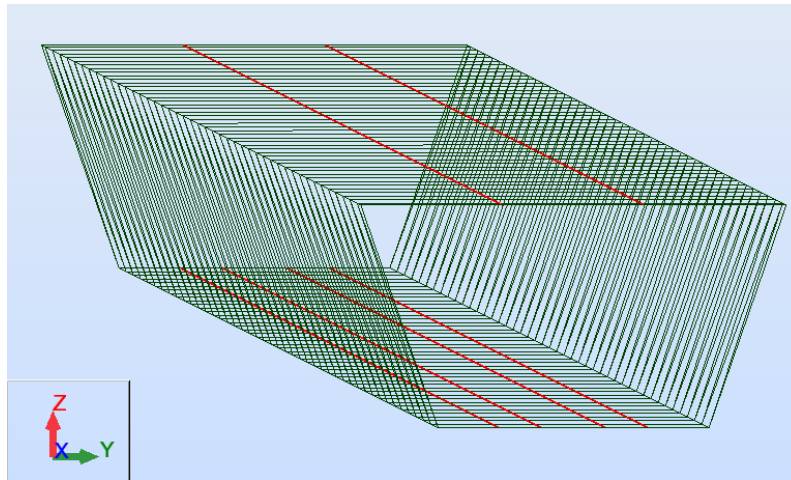


Figura 220 - Pormenor das longarinas secundárias do tabuleiro em perfil

Para definir as secções equivalentes mistas, calcularam-se apenas as propriedades homogeneizadas AX e IY, para obter os esforços verticais, horizontais e os momentos fletores em torno do eixo YY. Para as restantes propriedades AY, AZ, IX e IZ, consideraram-se as propriedades de massa dos perfis metálicos HEB 600 e HEB 900.

Tabela 36 - Geometria de massas das barras com interação mista do tabuleiro

Nome da Secção	beff [m]	AX [cm ²]	AY [cm ²]	AZ [cm ²]	IX [cm ⁴]	IY [cm ⁴]	IZ [cm ⁴]
Secção_H_Rodo_1	1,40	5120,0	172,5	94,5	759,0	0,000000	13530,2
Secção_H_Rodo_2	1,80	6120,0	172,5	94,5	759,0	0,000000	13530,2
Secção_H_Rodo_3	1,61	5645,0	172,5	94,5	759,0	0,000000	13530,2
Secção_H_Rodo_4	2,83	8695,0	172,5	94,5	759,0	0,000000	13530,2
Secção_H_Ferro1_1	1,90	7927,8	204,9	165,0	1137,5	6776529,1	15815,9
Secção_H_Ferro1_2	2,14	8647,8	204,9	165,0	1137,5	6924349,9	15815,9
Secção_H_Ferro1_3	1,91	7957,8	204,9	165,0	1137,5	6783027,3	15815,9
Secção_H_Ferro2_1	1,94	8047,8	204,9	165,0	1137,5	6802331,7	15815,9
Secção_H_Ferro2_2	2,20	8827,8	204,9	165,0	1137,5	6958913,9	15815,9
Secção_H_Ferro2_3	1,91	7957,8	204,9	165,0	1137,5	6783027,3	15815,9

Os tirantes podem ser modelados como barras no programa através de duas possibilidades: considerando um elemento cabo e introduzindo as suas características de pré-tensionamento, que o programa predispõe; ou modelar barras considerando apenas que funcionam à tração tendo a possibilidade ou não de introdução de nós para funcionarem como barras bi-articuladas para impedir a transmissão de momentos entre elementos. No pré-dimensionamento considerou-se as duas hipóteses, e verificou-se que a variação de esforços era pequena. Mas no caso da segunda hipótese o programa considera uma inércia para uma

barra única, ao contrário do caso dos cabos que considera a soma das inércias que passa pelo centro de gravidade. Considerou-se que a primeira hipótese simularia melhor os tirantes.

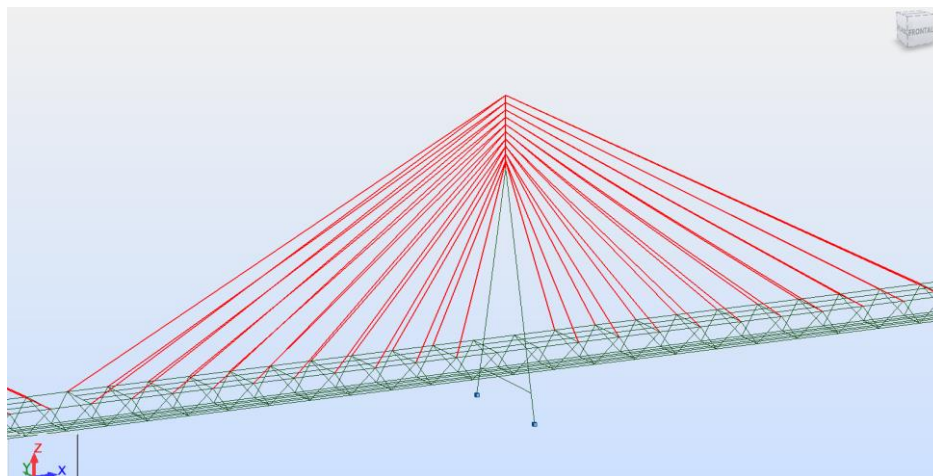


Figura 221 - Pormenor da configuração dos tirantes em perfil

Na tabela 37 estão discriminadas as características geométricas dos tirantes modeladas no programa de cálculo.

Tabela 37 - Características geométricas dos tirantes do vão lateral e central

Nome da Secção	Secção A_x [cm ²]	Comprimento L [m]	Ângulo Longitudinal [graus]	Ângulo Transversal [graus]	Força Ajuste F_0 [kN]
Tirante 1_C	236,7	179,19	28,32	83,91	3227,0
Tirante 1_L	175,7	179,19	28,32	83,91	3100,0
Tirante 2_C	213,6	164,89	30,02	83,72	3055,0
Tirante 2_L	213,6	164,89	30,02	83,72	3000,0
Tirante 3_C	202,1	150,78	32,04	83,52	2850,0
Tirante 3_L	202,1	150,78	32,04	83,52	3450,0
Tirante 4_C	191,2	136,89	34,48	83,31	2755,0
Tirante 4_L	191,2	136,89	34,48	83,31	3210,0
Tirante 5_C	178,6	123,32	37,46	83,08	2570,0
Tirante 5_L	178,6	123,32	37,46	83,08	3200,0
Tirante 6_C	166,6	110,18	41,15	82,83	2445,0
Tirante 6_L	166,6	110,18	41,15	82,83	3220,0
Tirante 7_C	153,4	97,64	45,80	82,57	2310,0
Tirante 7_L	153,4	97,64	45,80	82,57	3100,0
Tirante 8_C	141,3	85,96	51,74	82,29	2780,0
Tirante 8_L	141,3	85,96	51,74	82,29	2800,0
Tirante 9_C	129,4	75,56	59,34	81,99	3000,0
Tirante 9_L	129,4	75,56	59,34	81,99	2500,0
Tirante10_C	120,4	67,01	68,86	81,66	3100,0
Tirante10_L	120,4	67,01	68,86	81,66	3000,0

As torres foram modeladas com base em elementos barra alinhadas segundo os seus eixos de gravidade, cujas secções retangulares ocas são de inércia variável na direção Y e X em função da altura. As pernas a partir da base de fundação medem 81,9 metros de altura na projeção vertical, e 84,62 metros de comprimento. A barra transversal possui uma altura de 4,5 metros e 3 metros de base.

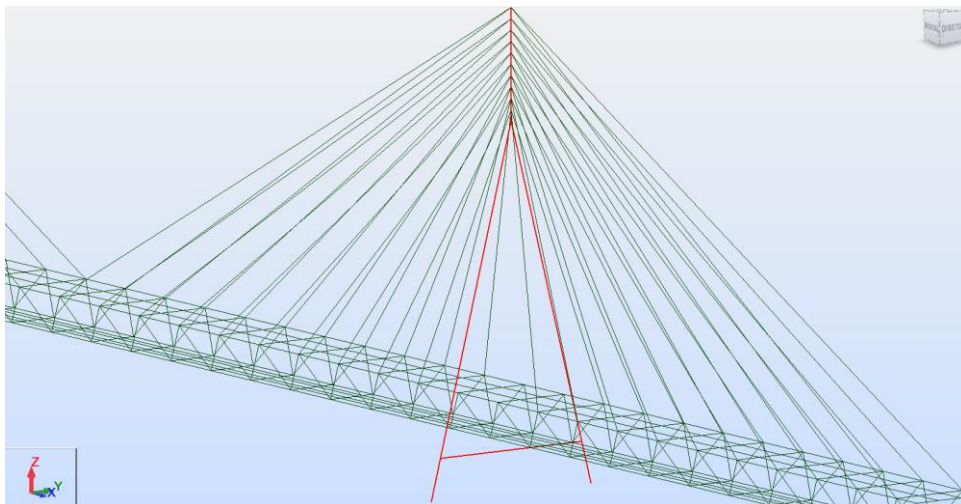


Figura 222 - Pormenor de uma torre em perfil

No fuste das torres os tirantes do vão central podem estar ligados com os tirantes do vão lateral fazendo um bordo com continuidade, ou então estar apenas ligados a uma das faces da secção do fuste por intermédio de uma caixa metálica. A opção considerada foi a ligação de cada tirante no centro de gravidade do fuste, o que melhor reproduz o comportamento gerado pela torre. No entanto, refira-se que as ligações dos tirantes no fuste das torres são ancoradas através de uma caixa metálica usualmente utilizada no interior das torres de pontes atirantadas, para reforço das zonas de ancoragem. Essas peças metálicas foram desprezadas na modelação. Na tabela 38 estão representadas as características geométricas de várias secções do fuste e das pernas das torres.

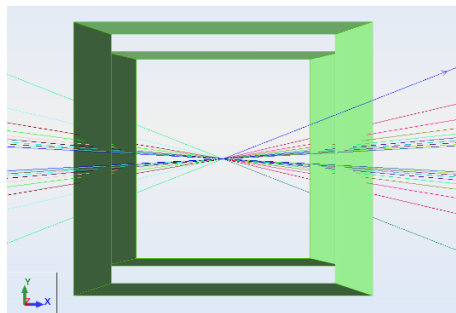


Figura 223 - Pormenor de ligação dos tirantes com o centro de gravidade do fuste da torre visto em perspetiva superior

Tabela 38 - Geometria de massas do fuste e perna das torres

	Secção	Altura Vertical	b ₁ [m]	b ₂ [m]	e [m]	A ₁	IX	IY
Fuste	Secção 1	106,9	5	4,5	0,5	8,5	23,68	28,21
	Secção 2	104,4	5,1	4,6	0,51	8,85	25,77	30,59
	Secção 3	101,9	5,2	4,7	0,52	9,21	27,99	33,11
	Secção 4	99,4	5,3	4,8	0,53	9,58	30,36	35,79
	Secção 5	96,9	5,4	4,9	0,54	9,96	32,87	38,63
	Secção 6	96,9	5,4	4,9	0,54	9,96	32,87	38,63
	Secção 7	94,4	5,5	5	0,55	10,34	35,54	41,64
	Secção 8	91,9	5,6	5,1	0,56	10,73	38,37	44,81
	Secção 9	89,4	5,7	5,2	0,57	11,13	41,36	48,17
	Secção 10	86,9	5,8	5,3	0,58	11,53	44,52	51,71
	Secção 11	84,4	5,9	5,4	0,59	11,94	47,86	55,44
Perna	Secção 12	81,9	6	5,5	0,6	12,36	51,38	59,37
	Secção 13	77,81	6,03	5,5	0,62	12,66	52,42	61,01
	Secção 14	73,71	6,05	5,5	0,63	12,97	53,45	62,66
	Secção 15	69,62	6,08	5,5	0,65	13,27	54,47	64,32
	Secção 16	65,52	6,1	5,5	0,66	13,57	55,48	65,99
	Secção 17	61,43	6,13	5,5	0,68	13,87	56,48	67,67
	Secção 18	57,33	6,15	5,5	0,69	14,17	57,47	69,35
	Secção 19	53,24	6,18	5,5	0,71	14,47	58,45	71,04
	Secção 20	49,14	6,2	5,5	0,72	14,77	59,41	72,74
	Secção 21	45,05	6,23	5,5	0,74	15,07	60,37	74,45
	Secção 22	40,95	6,25	5,5	0,75	15,38	61,32	76,17
	Secção 23	36,86	6,28	5,5	0,77	15,67	62,26	77,9
	Secção 24	32,76	6,3	5,5	0,78	15,97	63,19	79,64
	Secção 25	28,67	6,33	5,5	0,8	16,27	64,11	81,38
	Secção 26	24,57	6,35	5,5	0,81	16,57	65,02	83,14
	Secção 27	20,48	6,38	5,5	0,83	16,87	65,92	84,9
	Secção 28	16,38	6,4	5,5	0,84	17,17	66,81	86,68
	Secção 29	12,29	6,43	5,5	0,86	17,47	67,69	88,46
	Secção 30	8,19	6,45	5,5	0,87	17,77	68,56	90,25
	Secção 31	0	6,5	5,5	0,95	18,36	70,28	93,86

Na presente modelação foram consideradas várias ligações, consoante a ligação ao exterior e as ligações do tabuleiro nas torres. Relativamente às ligações exteriores, considerou-se que as torres estavam encastradas na fundação (restringidas nas três direções de translação e de rotação), e nos encontros consideraram-se apoios simples (liberdade na direção longitudinal, restringidas na direção transversal e na vertical com possibilidade de rotação).

Relativamente aos apoios do tabuleiro nas torres foi considerado que o tabuleiro apoia nas travessas das torres como apoios duplos com possibilidade de rotação recorrendo à opção de *compatibilidade dos nós*, isto é, os nós de apoio do tabuleiro serão compatíveis (terão os mesmo deslocamentos) com os nós de apoio das travessas. Como exemplo, pode-se observar na figura 224 e na figura 225, que os nós 1012 e 114 de apoio do tabuleiro estão apoiados (nós compatíveis) nos nós 1 e 3306 da travessa.

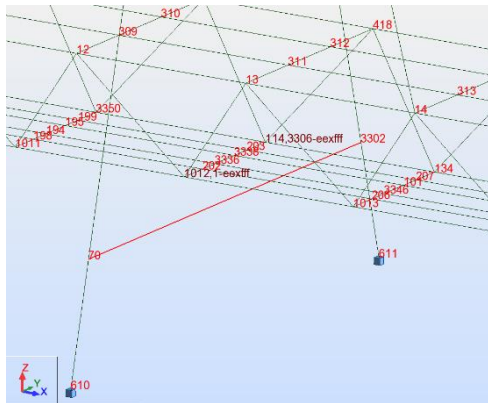


Figura 224 - Pormenor da compatibilidade dos nós no tabuleiro

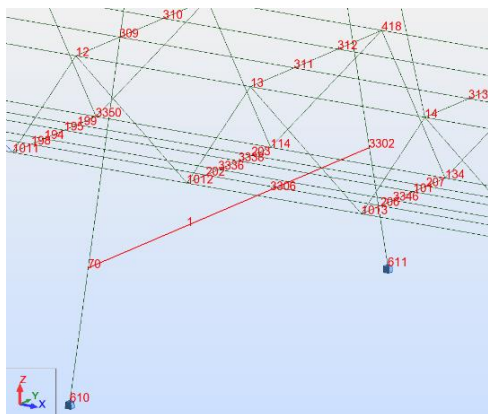


Figura 225 - Pormenor da compatibilidade dos nós na travessa das torres

A seguir apresentam-se várias vistas em alçado e perfil usado no modelo global para realização da análise.

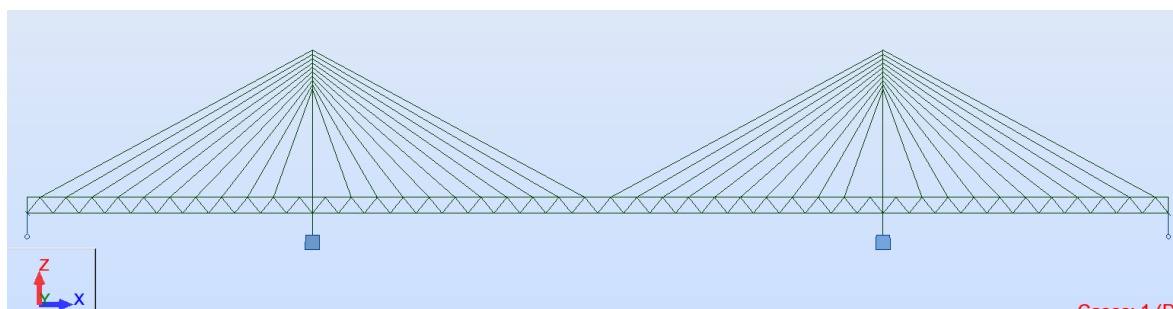


Figura 226 - Alçado longitudinal do modelo de cálculo no plano XOZ

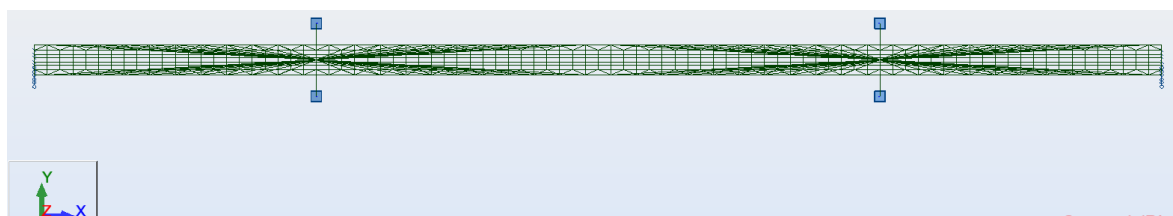


Figura 227 - Planta do modelo de cálculo no plano XOY

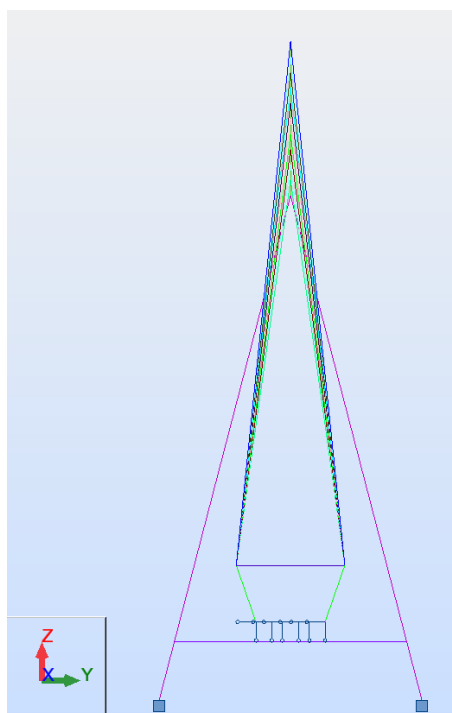


Figura 228 - Alçado transversal do modelo de cálculo no plano YOZ

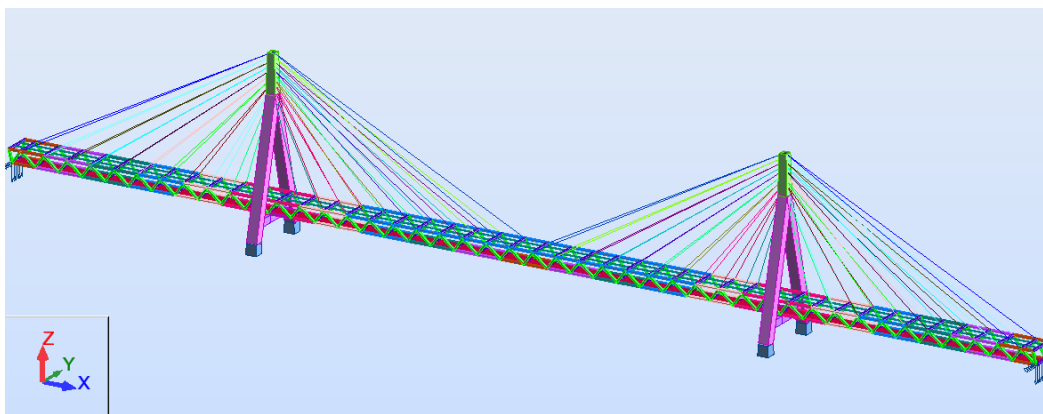


Figura 229 - Vista tridimensional do modelo de cálculo global

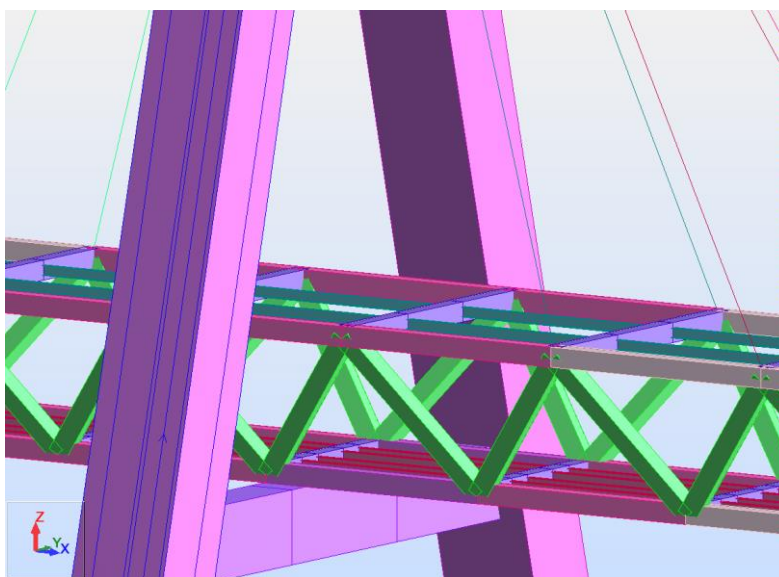


Figura 230 - Vista tridimensional do modelo de cálculo da ligação do tabuleiro com a torre

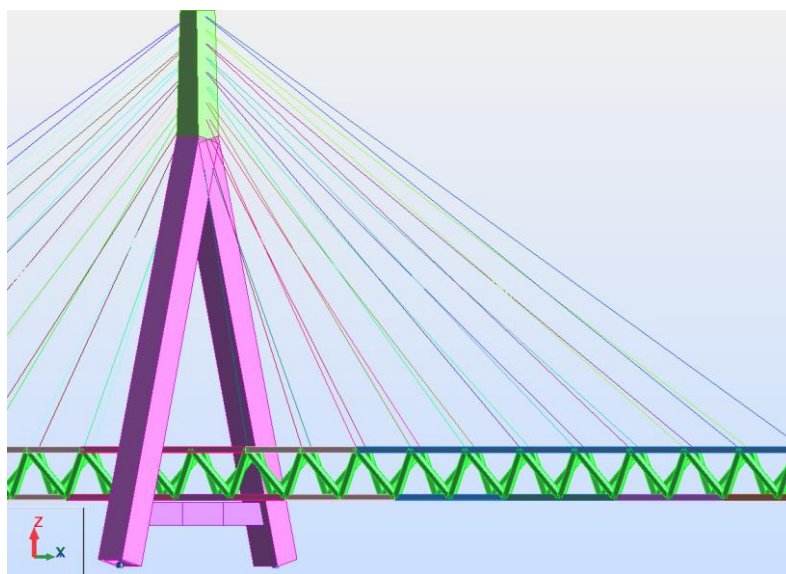


Figura 231 - Vista tridimensional do modelo de cálculo da ligação dos tirantes, tabuleiro e torres

7.3 Verificação aos Estados Limites do tabuleiro

7.3.1 Aspetos Gerais e Critérios de Dimensionamento Adotados

Nos critérios adotados na verificação de segurança houve necessidade de distinguir os dois tipos de funcionamento adotados: funcionamento com e sem interação mista.

No caso dos elementos sem interação mista (longarinas principais, diagonais e carlingas), as principais expressões de dimensionamento referentes a secções dos elementos metálicos preconizado na norma EN 1993-2, 6.2 e 6.3, foram verificadas para o ELU em termos de:

- Resistência das secções transversais: EN 1993-1, 6.2;
 - Interação de Flexão Desviada com Esforço Axial: EN 1993-1, 6.2.9.1;
 - Interação de Flexão Composta Desviada com Esforço Transverso: EN 1993-1, 6.2.10
- Resistência dos Elementos à Encurvadura: EN 1993-1, 6.3;
 - Elementos Uniformes em flexão composta com compressão: EN 1993-1, 6.3.3;

No que concerne aos elementos com interação mista (longarinas secundárias), de acordo com a norma EN 1994-2, 6.1.1, a secção transversal de uma viga mista deverá ser verificada para o ELU em termos de:

- Resistência das secções transversais: EN 1994-2, 6.2.1 e 6.2.2;
 - Momentos fletores: EN 1994-2, 6.2.1;
 - Esforço Transverso: EN 1994-2, 6.2.2.1 até 6.2.2.3;
 - Interação momento fletor-esforço transverso: EN 1994-2, 6.2.2.4;
- Resistência à encurvadura por esforço transverso: EN 1994-2, 6.2.2. e 6.5;
- Resistência à encurvadura lateral: EN 1994-2, 6.4;
- Resistência ao esforço de corte longitudinal: EN 1994-2, 6.6;
- Resistência à fadiga: EN1994-2, 6,8;

Neste trabalho relativo às vigas mistas foram apenas considerados os três primeiros pontos. Assim sendo, a seguir apresenta-se uma pequena descrição do processo de cálculo efetuado e alguns aspetos específicos adotados.

7.3.1.1 Classificação das Secções Transversais

Numa secção transversal compacta as zonas comprimidas podem plastificar completamente, enquanto numa ponte metálica e mista utilizam-se secções metálicas muito esbeltas onde isso pode não acontecer, devido aos fenómenos de encurvadura local. A classificação das secções transversais dos elementos estruturais traduz a forma como a resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. Neste contexto a EN 1993-1-1 introduz o conceito de classe das secções:

- Classe 1 - Secções onde se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação suficiente para uma análise plástica;
- Classe 2 - Secções onde se pode atingir o momento plástico, mas que possuem uma capacidade de rotação limitada;
- Classe 3 - Secções onde a fibra extrema comprimida pode atingir a tensão de cedência do aço, mas devido à encurvadura local o momento plástico poderá não ser atingido;
- Classe 4 - Secções onde é necessário atender à encurvadura local para determinar a sua capacidade resistente à flexão ou compressão. A redução da resistência é feita considerando uma secção efetiva reduzida.

A classificação de uma secção é efetuada com base na relação entre o comprimento e a espessura (c/t) dos elementos total ou parcialmente comprimidos (alma e banzo), nos esforços atuantes (esforço axial e momento fletor) e no tipo de aço.

O sistema de classificação estabelecido para vigas metálicas também se aplica às vigas mistas. A classe de uma secção transversal mista é a mais alta classe dos elementos comprimidos.

Existem algumas observações preliminares a comentar:

- A encurvadura local só pode ser induzida por tensões de compressão. Qualquer elemento submetido apenas a tensão de tração deve ser classificado na classe 1, independentemente da sua rigidez;
- Se um elemento é da classe n sob compressão pura, então é de classe m menor ou igual a n sobre outro tipo de esforços;

- Se a conexão entre o aço e o betão cumprir o espaçamento exigido na EN 1994-2, 6.6.5.5, o banzo de aço em compressão conectado com a laje de betão será sempre da classe 1, por se encontrar contraventado.

Para classificar um elemento interno em compressão, como por exemplo a alma de uma viga-I, a tabela 5.2 da EN1993-1-1 deve ser usada. Para classificar um elemento externo em compressão (isto é, um elemento limitado a apenas numa das extremidades), como por exemplo o banzo de uma viga-I, a tabela 5.2 da EN1993-1-1 deve ser utilizada.

As tabelas fornecem a esbelteza limite entre as classes. Para determinar a classe de um elemento de uma dada secção transversal de um elemento é assumido em primeiro lugar, uma secção de Classe 1 ou 2 e, em seguida, é determinada a sua resistência plástica. A localização do eixo neutro plástico (ENP) na secção é utilizada para determinar o limite de esbelteza de um elemento se esse for entre a classe 1 e de classe 2. Se não, a distribuição de tensão elástica é utilizada para determinar o limite entre a esbelteza de Classe 3 e Classe 4. Se a esbelteza real do elemento exceder esse limite, esse elemento será na classe 4.

A EN1994-2 permite que uma secção transversal com a alma de Classe 3 e um ou os dois banzos de Classe 1 ou 2, pode ser considerada como uma secção transversal efetiva de Classe 2. O momento plástico resistente é calculado assumindo que a parte efetiva da alma à compressão seja limitada a $20\epsilon t_w$ (Figura 232), ou seja, através da supressão da zona suscetível à encurvadura.

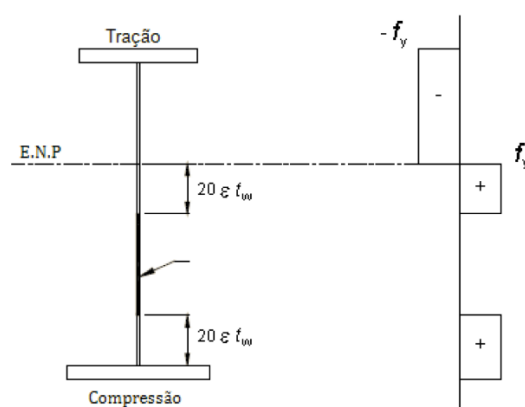


Figura 232 - Alma efetiva da Classe 2

Numa ponte mista aço-betão as secções transversais a meio-vão sujeitas a momentos fletores positivos, são geralmente da Classe 1 ou 2 (a parte de compressão da alma é muito pequena, devido a uma elevada localização do ENP e banzo superior conectado à laje de betão à

compressão é da Classe 1). Por outro lado, as secções transversais localizadas na região dos apoios internos sujeitas a momentos fletores negativos são geralmente da classe 3 ou 4 (grande parte da alma está à compressão).

Neste contexto existiu a necessidade de considerar duas condicionantes importantes existentes no presente caso prático:

- Complexidade no caso de secções submetidas a flexão composta;
- Secção a considerar na verificação da estabilidade global de um elemento (encurvadura);

A classificação de uma secção, segundo o EC3-1-1, é efetuada com base no diagrama de tensões normais correspondente à sua capacidade máxima (plástica em secções de classe 1 ou 2 ou elástica em secções de classe 3 ou 4), relativa aos esforços atuantes. Este procedimento, de aplicação simples no caso de secções submetidas a compressão ou a momento fletor, atuando isoladamente, apresenta uma maior complexidade no caso de secções submetidas a flexão composta. Na flexão composta existe uma infinidade de pares de valores M-N capazes de levar a secção ao seu limite. Por conseguinte, não existe uma forma única de estimar os parâmetros α ou Ψ , necessários para definir os limites entre as classes. Então, quando as sucessivas secções são submetidas a esforços diferentes, a classe da secção pode variar ao longo do elemento. Apesar de este facto não introduzir qualquer dificuldade na verificação da resistência das secções (cada secção é verificada em função da sua classe), pode dificultar a definição da classe da secção para a verificação da estabilidade do elemento, uma vez que o EC3-1-1 não fornece critérios precisos para a definição da classe da secção a considerar na verificação da estabilidade global de um elemento quando esta varia ao longo desse elemento, em consequência da variação dos esforços.

Tendo em conta esta dificuldade adicional, na classificação de secções submetidas a flexão composta, recorreu-se a um procedimento simplificado, ou seja, classificaram-se as secções críticas (meio-vão e apoios) tendo em conta o esforço condicionante: i) no caso das longarinas secundárias (elementos mistos), o esforço condicionante é os momentos fletores, pelo que, estimou-se a posição do eixo neutro com base nos esforços atuantes; nos restantes elementos (elementos metálicos) o esforço condicionante é os esforços axiais, pelo que, considerou-se a secção submetida a compressão pura, pois corresponde à situação mais desfavorável;

7.3.1.2 Elementos de Aço - Resistência das Secções Transversais

A resistência verificada em cada elemento estrutural, considerando exclusivamente a parte metálica, foi calculada com base nas expressões demonstradas a seguir:

- Interação de Flexão Desviada com Esforço Axial - (My+Mz+N)

Segundo a cláusula 6.2.9.1 – nota 6 da NP EN 1993-1, o cálculo a ter em consideração para a verificação à flexão desviada, em torno dos eixos y e z com interação do esforço axial, deverá adotar o seguinte critério:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

onde, $\alpha = \beta = 1$ pode ser considerado de uma forma conservativa (pelo lado da segurança) ou, $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,33n^2}$, mas sempre $\alpha = \beta \leq 6$. A verificação foi realizada para as duas situações dos expoentes.

O valor de cálculo do momento fletor resistente plástico reduzido, $M_{N,Rd}$, pelo esforço normal N_{ed} , em secções tubulares, pode ser tomado com as expressões a seguir representadas em torno do eixo y e z:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_w}, \text{ mas } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \frac{1-n}{1-0,5a_f}, \text{ mas } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd}$$

em que,

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} \quad a_w = \frac{A - 2bt}{A} \quad a_f = \frac{A - 2ht_w}{A}$$

$$M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

- Interação de Flexão Composta Desviada com Esforço Transverso - (My+Mz+T+N)

Segundo a cláusula 6.2.10 – nota 2 da NP EN 1993-1, o cálculo a ter em consideração para a verificação do esforço transverso plástico resistente com interação na flexão desviada, em torno dos eixos y e z com interação do esforço axial, deverá adotar o seguinte critério:

- Se $V_{ed} \leq 0,5V_{pl,Rd}$: desprezar a interação

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

- Se $V_{ed} > 0,5V_{pl,Rd}$: considerar a flexão composta (M_y+M_z+N) mas com uma tensão de cedência reduzida $(1-\rho)f_y$ na área de corte (Figura 233) com ρ definido como para a interação (M,V).

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

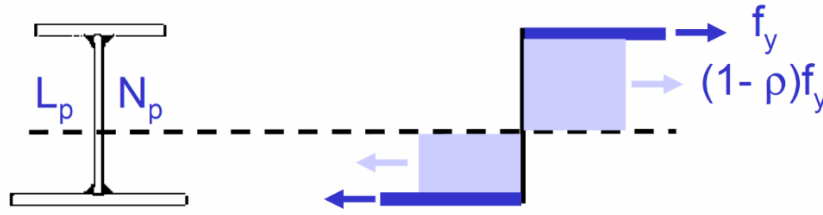


Figura 233 - Redução de tensão de cedência, caso $V_{ed} > 0,5V_{pl,Rd}$

7.3.1.3 Elementos de Aço - Resistência dos Elementos à Encurvadura

Elementos Uniformes em flexão composta com compressão – (M_y+M_z+N)

Segundo a cláusula 6.3.3 da NP EN 1993-1, o cálculo a ter em consideração para a verificação da estabilidade em elementos uniformes em flexão composta com compressão, sem ter em consideração a encurvadura lateral por flexão-torção, admitindo-se assim que as rotações de torção estão impedidas, deverá adotar o seguinte critério:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

em que, N_{Ed} é o valor de cálculo do esforço axial atuante, $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ os valores máximos absolutos dos momentos (valores das envolventes) de cálculo atuantes ao longo do eixo da barra. Os valores de N_{Rk} , $M_{y,Rk}$, $M_{z,Rk}$ representam os valores de cálculo do esforço axial e dos momentos resistentes.

Os valores de χ_y, χ_z são coeficientes de redução para a resistência à encurvadura em torno dos eixos y e z. As expressões representadas podem ser simplificadas, pois, considerando $\chi_{LT} = 1$, uma vez que não se considera a encurvadura lateral por flexão-torção das vigas de secção tubular, e $\Delta M_{y,Ed} = \Delta M_{z,Ed} = 0$, uma vez que estes valores só não são nulos para o caso das secções da classe 4, que não foram considerados no projeto. Sendo assim as expressões resumem-se:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1$$

Para obter os valores de $k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz}$, a NP EN1993-1 refere que podem ser calculados por dois métodos alternativos, designados por método 1 e método 2. Neste projeto considerou-se o método 2 por ser de mais fácil aplicação.

7.3.1.4 Elementos Mistos Aço-Betão - Resistência das Secções Transversais: M

Secções transversais de Classe 1 ou 2 podem ser verificadas usando a resistência plástica ou a resistência elástica de flexão. Secções transversais de Classe 3 são verificadas usando a resistência elástica de flexão, ou, reclassificadas eventualmente como secção transversal efetiva de Classe 2 e, em seguida, verificada com a resistência à flexão plástica. Secções transversais de Classe 4 também são verificadas com base na resistência de flexão elástica, mas usando a secção transversal efetiva.

a) Verificação Plástica

A localização do eixo neutro plástico, bem como o momento plástico resistente $M_{pl,Rd}$, são calculados usando as seguintes forças resistentes de projeto (EN1994-2, 6.2.1.2(1)):

- aço estrutural (tração ou compressão): $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M0}$
- aço das armaduras (tração) : $f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$
- betão (compressão) : $0,85f_{cd} = 0,85f_{ck} / \gamma_e$

A resistência do betão em tração e varões de aço de armaduras em compressão são negligenciados na resistência das secções.

A Figura 234 e a Figura 235 ilustram as várias distribuições plásticas de tensões consoante o eixo neutro, para uma viga-I submetida a momentos negativos. A distribuição plástica de tensões para momentos positivos foi já demonstrada no subcapítulo 6.4.2 relativo ao pré-dimensionamento.

Para aços de alta resistência (S420 ou S460) o betão pode ser reduzido por causa do excesso de compressão. A redução posterior da resistência transversal é calculada por um fator de redução β , que depende da localização do ENP e é aplicado diretamente ao $M_{pl,Rd}$ (EN1994-2, 6.2.1.2(2)). Para secções transversais de Classe 1 ou 2, o momento plástico resistente deve ser verificado em ELU em relação (EN1994-2, 6.2.1.2(1)):

$$M_{Ed} \leq M_{pl,Rd}$$

Além disso, se a secção transversal localizada no apoio interno for da Classe 3 ou 4, e se a razão entre os comprimentos dos vãos adjacentes desse apoio (menor/maior) for inferior a 0,6, a EN 1994-2 limita M_{Ed} para $0.9.M_{pl,Rd}$ na secção transversal de classe 1 ou 2 (EN1994-2, 6.2.1.3(2))

Para o cálculo do momento plástico resistente negativo, admite-se que o betão não resiste a qualquer esforço de tração. Assim sendo, admite-se apenas a armadura que está colocada na laje do tabuleiro e o perfil metálico da secção mista. Neste caso, as situações mais correntes para o eixo neutro são: o eixo neutro no banzo superior do perfil metálico ou então o eixo na alma do perfil metálico

- Se $F_a > F_s$ e $F_a - F_s \leq 2 \times b_f \times t_f \times f_y / \gamma_a \rightarrow$ Eixo neutro localiza-se no banzo superior do perfil metálico.

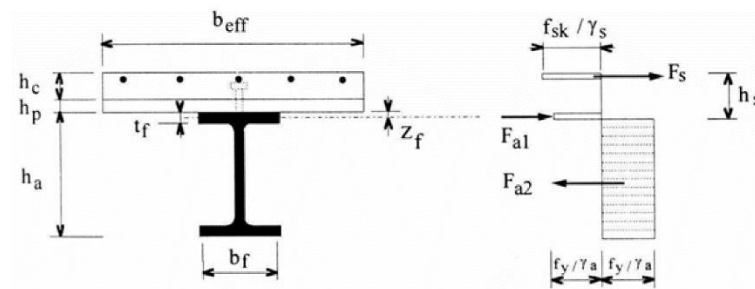


Figura 234 - Flexão negativa com eixo neutro no banzo superior do perfil metálico [116]

Para a determinação do momento plástico resistente negativo temos de calcular o valor da força resistente da armadura que se encontra na laje do tabuleiro. Esta força calcula-se a partir da expressão:

$$F_s = A_s \times \frac{f_{sk}}{\gamma_a}$$

Seguindo o esquema, pode-se determinar a posição do eixo neutro Z_f , que está relacionado com a espessura do banzo superior do perfil metálico, admitindo que a resistência do aço à tração é $2 \frac{f_{sk}}{\gamma_a}$. Desta forma, o valor de Z_f pode ser determinado com a utilização da expressão:

$$F_a = F_s + 2 \times b_f \times Z_f \times \frac{f_y}{\gamma_a}$$

O momento plástico resistente obtém-se por equilíbrio de momentos em relação ao centro de gravidade da armadura do pavimento, com a utilização da expressão:

$$M_{pl,Rd} = F_a \times \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - (F_a - F_s) \times \left(\frac{Z_f}{2} + h_s \right)$$

- Se $F_a > F_s$ e $F_a - F_s > 2 \times b_f \times t_f \times f_y / \gamma_a \rightarrow$ Eixo neutro localiza-se na alma do perfil metálico.

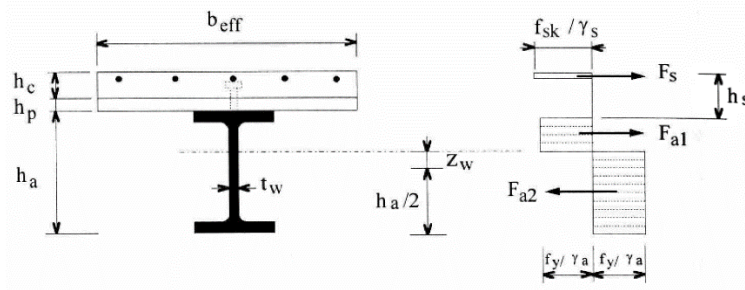


Figura 235 – Flexão negativa com eixo neutro na alma do perfil metálico [116]

Deste modo, a determinação da posição do eixo neutro Z_w , que se encontra à altura da alma, que se encontra à compressão acima do centro de gravidade do perfil metálico, faz-se a partir da expressão:

$$z_w = \frac{F_s}{2 \times t_w \times f_y / \gamma_a}$$

O momento plástico resistente é calculado em relação ao centro de gravidade do perfil metálico, através da seguinte expressão:

$$M_{pl,Rd} = M_{apl,Rd} + F_s \times \left(\frac{h_a}{2} + h_s \right) - \frac{F_s^2}{(4 \times t_w \times f_y / \gamma_a)}$$

Em que o valor de $M_{apl,Rd}$ corresponde ao momento plástico do perfil metálico.

b) Verificação Elástica

As tensões limite em ELU são dadas para cada material:

- f_{yd} para o aço estrutural,
- f_{sd} para armaduras de aço,
- f_{cd} para o betão em compressão.

A resistência do betão em tração é negligenciada.

Note-se também que a verificação elástica poderá ser realizada com as tensões calculadas no plano médio dos banzos de aço, em vez de nas fibras extremas.

c) Secção transversal eficaz para Classe 4 secção

Para uma secção transversal Classe 4 as tensões em ELU são determinadas a partir de uma área inicial A_c da parte comprimida da secção transversal em aço estrutural, e, em seguida, uma área efetiva $A_{c,eff} = \rho A_c$ dessa parte comprimida (com um fator de redução $\rho < 1$).

A área A_c pode ser composta em vários elementos de classe 4 (banzos e almas) e o cálculo de $A_{c,eff}$ é, assim, iterativo. Com base nas tensões iniciais em ELU, o primeiro cálculo dá o fator de redução e a área efetiva para o primeiro elemento. As tensões são recalculadas, com as propriedades mecânicas a partir desta primeira secção transversal efetiva e, em seguida, são utilizadas para determinar o fator de redução e a área efetiva do segundo elemento. E assim por diante.

As áreas dos banzos serão sempre reduzidas antes das áreas das almas. Essa ordem tem normalmente um impacto sobre um corte transversal de uma viga-caixão onde o banzo inferior pode ser facilmente na classe 4. Por outro lado os banzos de um viga-I são raramente da Classe 4. A área efetiva de um banzo é calculada com as tensões no seu plano médio.

Para um determinado elemento de classe 4, ρ é calculado de acordo com EN1993-1-5, 4.4, quando o elemento não tiver reforços longitudinais (por exemplo, um banzo de um viga-I). Caso contrário, ρ é calculado de acordo com EN1993-1-5, 4.5.

A Figura 236 sugere um método para uma secção transversal de uma viga-I (onde só a alma é da classe 4) sob o momento de flexão $M_{Ed} < 0$ (situação mais comum), M_a uma parte do momento de flexão M_{Ed} resistido por uma área de aço estrutural isolada e M_c é uma parte de M_{Ed} resistido por uma área mista ($M_{Ed} = M_a + M_c$). As tensões efetivas a serem verificadas são recalculados com as propriedades mecânicas efetivas e com os momentos M_a e M_c .

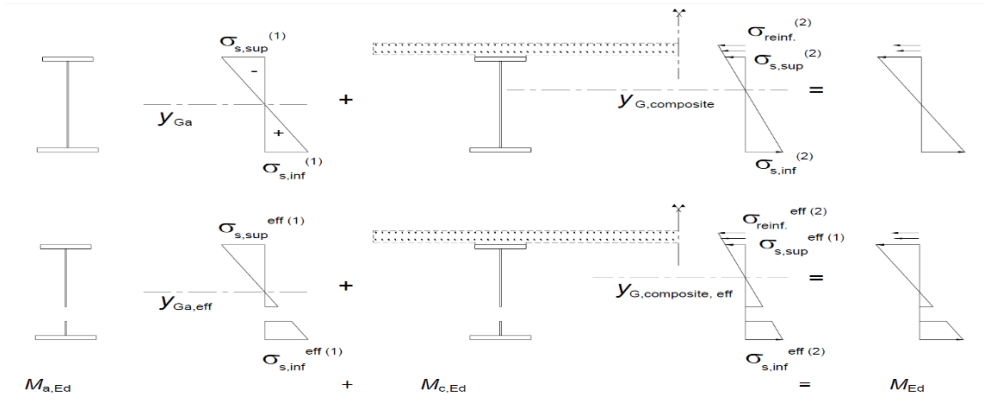


Figura 236 - Princípio para recalculas as tensões numa secção transversal efetiva

7.3.1.5 Elementos Mistos Aço-Betão - Resistência das Secções Transversais: T

Seja qual for a classe da secção transversal da viga mista, o critério $V_{Ed} \leq V_{pl,a,Rd}$ deve ser verificado, em que $V_{pl,a,Rd}$ representa a resistência plástica ao esforço transversal do aço estrutural. Numa viga mista o esforço transversal é resistido pela laje de betão e pela viga metálica, no entanto, como a resistência da laje é reduzida comparando com a da viga metálica, a sua resistência é desprezada. Se a torção for inexistente na secção transversal, $V_{pl,a,Rd}$ é dado por:

$$V_{pl,a,Rd} = A_V \frac{f_y}{\gamma_{M0} \sqrt{3}}$$

onde A_V é a área de corte, em que para perfis I laminados, com carga paralela à alma é igual a:

$$A - 2bt_f + (t_w + 2r)t_f \leq \eta h_w t_w$$

A área da alma da viga mista é multiplicada por um fator η que depende do tipo de aço. η deve ser definido no Anexo Nacional de EN1993-1-5. Os valores recomendados são:

- $\eta = 1,2$ para o aço estrutural até e incluindo o S460;
- $\eta = 1,0$ para tipos de aço mais elevados;

Quando a alma se torna muito esbelta, pode encurvar sob ação do esforço transversal. Então a seguinte condição deve ser verificada, $V_{Ed} \leq V_{b,Rd}$ sendo $V_{b,Rd}$ a resistência à encurvadura por esforço transversal. A resistência à encurvadura por esforço transversal é dada por:

$$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw}}{\gamma_{M1} \sqrt{3}} h_w t_w$$

$V_{bf,Rd}$ corresponde à contribuição dos banzos na resistência à encurvadura por esforço transversal. Embora EN1993-1-5 sugere um método de cálculo dessa contribuição, ela é insignificante em comparação com a contribuição da alma. $V_{bf,Rd}$ corresponde à contribuição da alma na resistência à encurvadura por esforço transversal.

A resistência da alma em relação à encurvadura por esforço transversal deverá ser verificada sempre que as seguintes relações, entre a altura e a espessura da alma, sejam verificadas:

- $h_w/t_w \geq (72/\eta) \varepsilon$, para almas sem reforços transversais (almas reforçadas apenas sobre a secção dos apoios);
- $h_w/t_w \geq (31/\eta) \varepsilon \sqrt{k\tau}$, para almas com reforços transversais (almas com reforços sobre as secções dos apoios e secções intermédias);

onde,

ε - Coeficiente que depende do tipo de aço $\varepsilon = \sqrt{235/f_{yw}}$

$k\tau$ - Coeficiente de encurvadura da placa

A resistência ao esforço transversal resulta, assim, no seguinte:

$$V_{Rd} = \min[V_{b,Rd}; V_{pl,a,Rd}]$$

7.3.1.6 Elementos Mistos Aço-Betão - Resistência das Secções Transversais: M+T

Quando o esforço de corte V_{Ed} for maior do que metade do esforço resistente $V_{Ed}/V_{Rd} \geq 0,5$, V_{Ed} reduz a resistência à flexão da secção transversal. A redução deve ser tomada em consideração dependendo da classe de secção transversal.

- Para secções transversais de classe 1 ou 2 de uma viga-I, a tensão de cedência do aço (ρ) da alma é reduzida antes de calcular o valor de cálculo da resistência plástica à flexão $M_{pl,Rd}$

$$\rho = \left(\frac{2V_{Ed}}{V_{pl,Rd}} - 1 \right)^2$$

Ao calcular $M_{pl,Rd}$ o deslocamento da posição do eixo neutro de plástico (que é devida à mudança da resistência da alma) não é levada em conta.

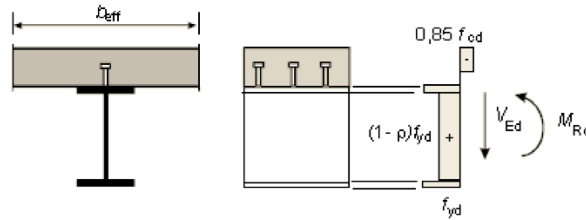


Figura 237 - Redução da resistência à flexão devido aos esforços de corte em secções de classe 1 ou 2

- Para secções transversais de classe 3 ou 4 de uma viga-I, EN1993-1-5 define um critério de interação:

$$\bar{\eta}_1 + \left[1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right] [2\bar{\eta}_3 - 1]^2 \leq 1$$

Onde,

$$\bar{\eta}_1 = \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \geq \frac{M_{Ed}}{M_{pl,Rd}} \quad e$$

$$\bar{\eta}_3 = \frac{V_{Ed}}{V_{bw,Rd}}$$

Sendo $M_{pl,Rd}$ o momento plástico resistente calculado considerando a área bruta da alma, mesmo que esta seja da classe 4; para a área dos banzos deve ser considerada a área efetiva considerando o efeito do “shear lag” e da encurvadura, caso seja necessário, $M_{f,Rd}$ é o momento resistente plástico dos banzos, como já apresentado anteriormente.

7.3.1.7 Elementos Mistos Aço-Betão - Resistência à Encurvadura Lateral

Em vigas mistas o banzo superior da viga de aço pode ser sempre considerado lateralmente estável, pois encontra-se convenientemente ligado à laje de betão por meio dos conectores, pelo que está verificada a encurvadura lateral. Nas regiões de momentos negativos pode ocorrer a instabilidade associada à distorção da secção, visto que a laje de betão não consegue evitar os deslocamentos laterais em toda a secção de aço. Neste caso a forma da secção transversal não é mantida, diferente do caso da instabilidade lateral com torção, onde ocorrem apenas deslocamentos verticais, horizontais e rotações [122].



Figura 238 - Encurvadura lateral com torção, Instabilidade associada à distorção da secção transversal da viga de aço respetivamente [121]

Em vigas mistas, a verificação da encurvadura lateral restringe-se quase exclusivamente às zonas de momento fletor negativo, junto aos apoios intermédios, onde o banzo inferior da viga metálica fica submetido a compressão e em geral apenas é contraventado lateralmente nas secções dos apoios. [121] [122]

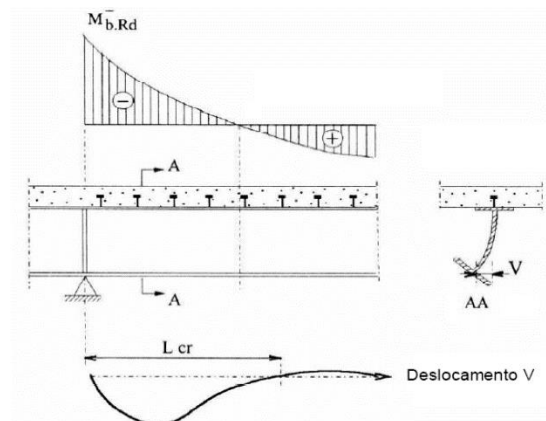


Figura 239 Encurvadura lateral, numa viga mista contínua [121]

Assim sendo, a verificação da encurvadura lateral restringiu-se apenas nas secções de apoio, onde o momento fletor negativo é máximo. A verificação de interação com o esforço axial precisa de ser analisada nas longarinas secundárias, apesar dos momentos fletores representarem maior influência, ao contrário no que acontece nas longarinas principais, onde

o esforço axial representa uma maior influência em relação aos momentos fletores. De acordo com a cláusula 1.5.2.4 da EN 1994-2, o esforço axial não está incluído nas verificações, em que esta define uma viga mista como "um membro misto sujeito principalmente a momentos fletores". No entanto a cláusula 6.3.4 da EN 1994-2 define um método geral para avaliar o efeito combinado do esforço axial e dos momentos fletores. O critério a ser verificado de acordo com a cláusula 6.4.3.1 (2) da EN 1994-2 referente à cláusula EN1993-1-1, 6.3.4(2) é a seguinte:

$$\frac{\chi_{op} \alpha_{ult,k}}{\gamma_{M1}} \geq 1,0$$

onde:

- $\alpha_{ult,k}$ é o fator mínimo de amplificação a ser aplicado às forças e aos momentos para obter o valor da resistência característica na secção transversal mais carregada do conjunto;

$$\frac{1}{\alpha_{ult,k}} = \frac{N_{Ed}}{N_{Rk}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rk}}$$

- χ_{op} é o coeficiente de redução calculada para a esbelteza reduzida;

$$\bar{\lambda}_{op} = \sqrt{\frac{\alpha_{ult,k}}{\alpha_{cr,op}}}$$

- $\alpha_{cr,op}$ é o fator mínimo de amplificação a ser aplicado às forças e momentos para obter a resistência crítica à encurvadura lateral;

$$\frac{1}{\alpha_{cr,op}} = \frac{N_{Ed}}{N_{cr}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{cr}}$$

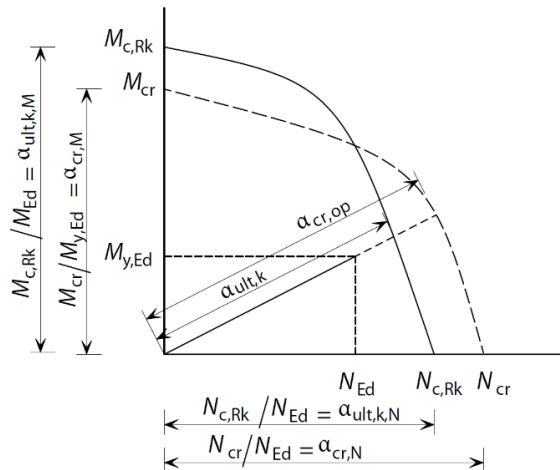


Figura 240 - Modelo para a determinação do fator de amplificação pelo método geral

O coeficiente de redução χ_{op} deverá ser determinado através de um valor mínimo de:

$$\chi_{op} = \min[\chi; \chi_{LT}]$$

onde:

- χ é determinado para a encurvadura por flexão de acordo com cláusula 6.3.1.2 da EN 1993-1-1;

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1$$

em que

$$\Phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2]$$

- χ_{LT} é determinado para a encurvadura lateral de acordo com cláusula 6.3.2.2 da EN 1993-1-1;

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1$$

em que

$$\Phi_{LT} = 0,5[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{op} - 0,2) + \bar{\lambda}_{op}^2]$$

Segundo o Anexo B da ENV 1994-1-1, o momento crítico elástico M_{cr} é calculado com base na resposta do modelo de estrutura em “U” invertido que resulta na seguinte expressão analítica:

$$M_{cr} = \frac{k_c C_4}{L} \sqrt{\left(GI_{at} + \frac{k_s L^2}{\pi^2}\right) E_a I_{afz}}$$

Onde:

- A parcela GI_{at} representa a rigidez de torção de St. Venant do perfil metálico, onde G é o módulo de distorção do aço estrutural e I_{at} é a constante de torção de St. Venant da secção de aço estrutural, dada por,

$$I_{at} = \frac{1}{3} \sum_i b_i t_i^3 = \frac{1}{3} (2b_f t_f^3 + h_w t_w^3)$$

sendo o somatório extendido a todas as paredes i da secção.

- K_s , representa a rigidez de flexão transversal da estrutura de “U” invertido, por unidade de comprimento de viga mista, ou seja, a rigidez que abrange a deformação da laje, k_1 , e a flexão transversal da alma do perfil de aço, k_2 . A rigidez de flexão da laje é obtida aplicando uma rotação unitária à laje e admitindo que esta se encontra fendilhada, sendo dada por

$$k_1 = \frac{\alpha E_a I_2}{a}$$

e permite considerar diversas condições de apoio da laje através do fator α . Na Figura 241 mostram-se os valores de α a considerar em vários casos.

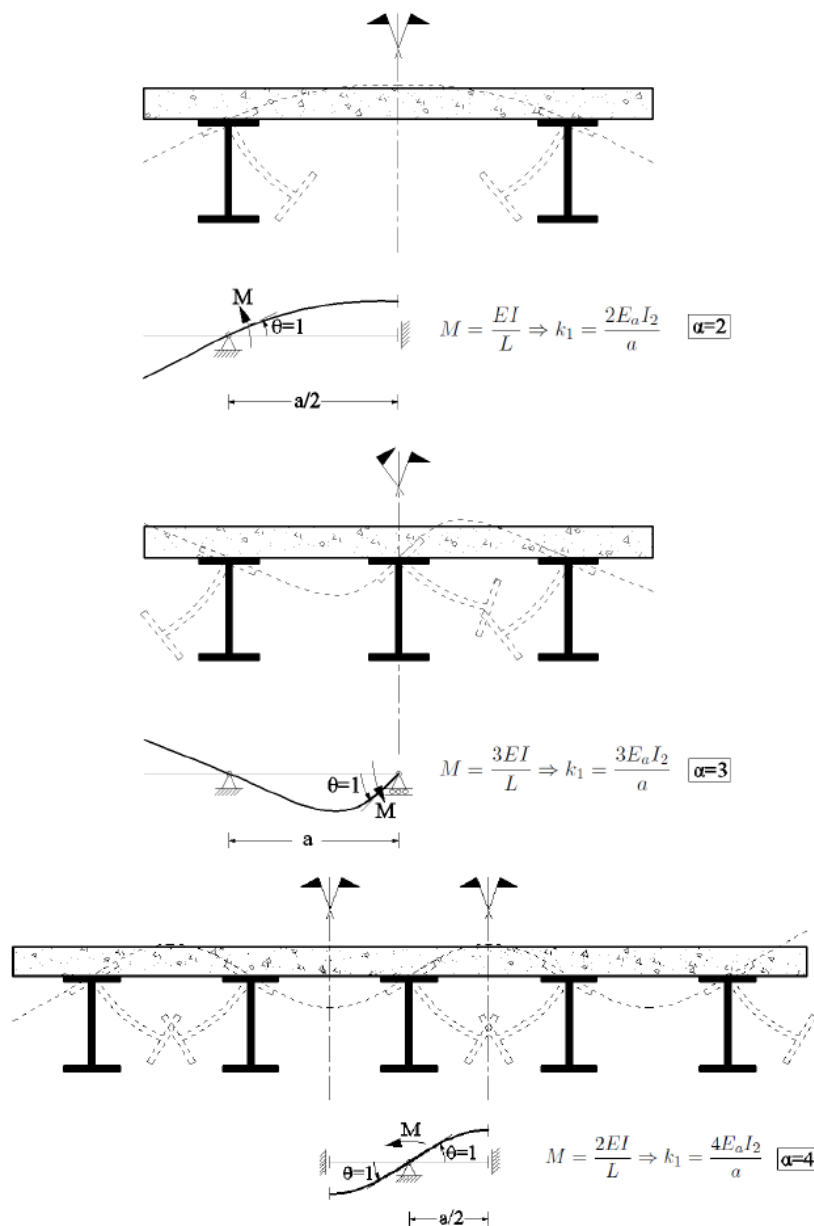


Figura 241 - Simplificações para as condições de apoio da laje e modelos de cálculo da rigidez da laje, k_1

Para o cálculo da inércia fendilhada da laje por unidade de largura na direção transversal, I_2 , é necessário calcular a posição do eixo neutro elástico da laje, considerando que o betão não resiste à tração e que este passará pelo centro de gravidade da secção homogeneizada, fornecendo

$$a_s(z_e - d_s) = \frac{1}{n} \frac{(h_c - z_e)^2}{2}$$

em que $n = E_a/E_c$. A altura da laje de betão comprimida é dada por $d_c = h_c - z_e$ e a inércia fendilhada I_2 é obtida através de

$$I_2 = a_s(z_e - d_s)^2 + \frac{\left(\frac{1}{n} d_c^3\right)}{12} + \frac{1}{n} d_c \left(\frac{d_c}{2}\right)^2$$

- A rigidez de flexão da alma é obtida a partir da figura 242 (a), com $I = \frac{t_w^3}{12(1-\nu_a^2)}$ (de acordo com a teoria das lajes), ou seja

$$k_2 = \frac{3E_a t_w^3}{12(1 - \nu_a^2) h_s}$$

em que E_a é o módulo de elasticidade do aço estrutural, t_w é a espessura da alma do perfil de aço estrutural, ν_a é o coeficiente de Poisson do aço estrutural, e h_s é a distância entre as linhas médias dos banzos do perfil de aço estrutural.

Desta forma, visto se tratar de um sistema de rigidezes (molas) em série, a rigidez total é obtida a partir da figura 242, sendo dada por,

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2}$$

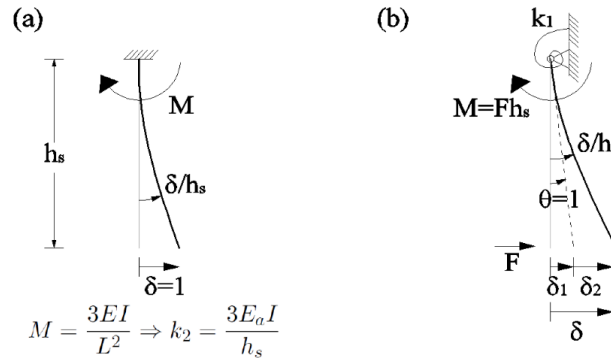


Figura 242 - (a) Modelo de cálculo da rigidez da alma, k_2 ; (b) Modelo de cálculo da rigidez de flexão transversal, k_2

- $E_a I_{afz}$ é a rigidez de empenamento do banzo inferior quando este desloca uma unidade na horizontal, em que I_{afz} é a inércia do banzo inferior em torno do eixo central vertical,

$$I_{afz} = \frac{b_f^3 t}{12}$$

- k_c é um parâmetro que tem em conta as propriedades da secção de aço estrutural, que para o caso das secções em I (bi-simétrica) é dado por,

$$k_c = \frac{\frac{h_s I_y}{I_{ay}}}{\left[\frac{\left(\frac{h_s^2}{4} + i_x^2 \right)}{e} + h_s \right]}$$

com

$$e = \frac{A I_{ay}}{A_a z_c (A - A_a)} \quad i_x^2 = \frac{I_{ay} + I_{az}}{A_a}$$

k_c tem em conta a secção de aço em I, bi-simétrica. Para tal é preciso calcular o momento de inércia da secção de aço estrutural em relação ao eixo de maior inércia,

$$I_{ay} = \frac{t_w h_w^3}{12} + 2 \left[\frac{b_f t_f^3}{12} + b_f t_f \left(\frac{h_s}{2} \right)^2 \right]$$

o momento de inércia da secção de aço estrutural em relação ao eixo de menor inércia,

$$I_{az} = 2 \frac{t_f b_f^3}{12} + \frac{h_w t_w^3}{12}$$

a área da secção de aço estrutural,

$$A_a = h_w t_w + 2 b_f t_f$$

a área da armadura longitudinal na largura efetiva do banzo de betão,

$$A_s = a_s b_{eff}$$

a área da secção mista equivalente, desprezando o betão,

$$A = A_a + A_s$$

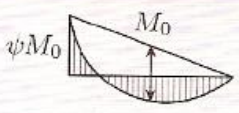
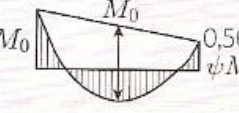
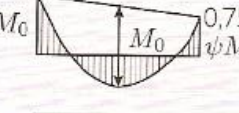
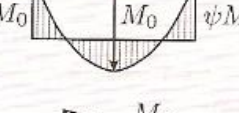
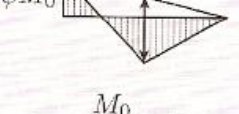
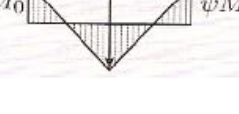
e a posição da linha neutra da secção mista fendilhada, tendo em conta a área equivalente, A ,

$$A_s(y_{ln} - d_s) + (2b_f t_f + h_w t_w) \left(-\frac{h_w}{2} - t_f - h_c + y_{ln} \right) = 0$$

Pode-se agora calcular a inércia referente ao eixo de maior inércia da secção mista fendilhada I_y ,

$$I_y = I_{ay} + A_a \left(h_c + t_f + \frac{h_w}{2} - y_{ln} \right)^2 + A_s (y_{ln} - d_s)^2$$

Tabela 39 - Valores de C_4 para vigas com carregamento de vão (Calado e Santos, 2010)

Diagrama de momentos flectores	C_4								
	$\psi=0,50$	$\psi=0,75$	$\psi=1,00$	$\psi=1,25$	$\psi=1,50$	$\psi=1,75$	$\psi=2,00$	$\psi=2,25$	$\psi=2,50$
	41,50	30,20	24,50	21,10	19,00	17,50	16,50	15,70	15,20
	33,90	22,70	17,30	14,10	13,00	12,00	11,40	10,90	10,60
	28,20	18,00	13,70	11,70	10,60	10,00	9,50	9,10	8,90
	21,90	13,90	11,00	9,60	8,80	8,30	8,00	7,80	7,60
	28,40	21,80	18,60	16,70	15,60	14,80	14,20	13,80	13,50
	12,70	9,80	8,60	8,00	7,70	7,40	7,20	7,10	7,00

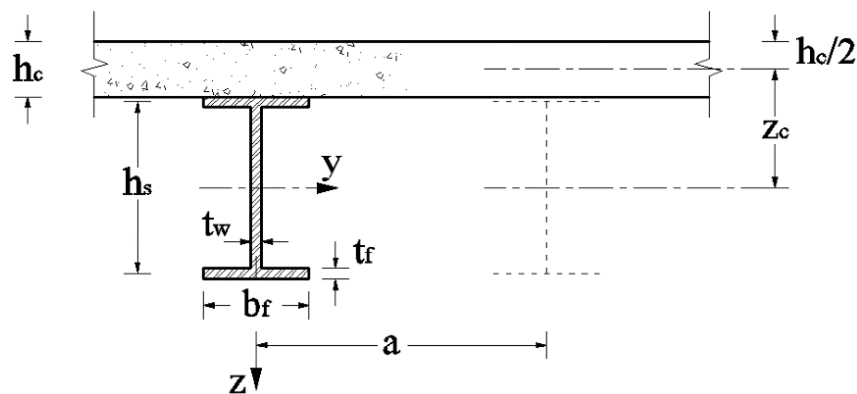


Figura 243 - Geometria do modelo em “U” invertido

7.3.1.8 Elementos de Aço e Mistos Aço-Betão - Verificações de Serviço

As principais verificações de segurança de serviço a efetuar nos elementos estruturais mistos e metálicos do tabuleiro são:

- Limitação de tensão no aço estrutural, no aço das armaduras e no betão dos banzos das vigas mistas para as combinações características das ações;
- Controlo da fendilhação do betão dos banzos das vigas mistas;
- Limitação das deformações;

Na verificação da limitação de tensões dos elementos estruturais do tabuleiro é necessário distinguir os diversos materiais e a sua resistência. No presente caso teremos três tipos de considerações importantes a verificar:

- Aço Estrutural

Para as combinações características, as tensões normais e tangenciais no aço estrutural deverão ser verificadas de acordo com as cláusulas 7.2.2 (5) da EN1994-2, e 7.3 da EN1993-2:

$$\sigma_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$
$$\tau_{Ed,ser} \leq \frac{f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M,ser}}$$
$$\sqrt{\sigma_{Ed,ser}^2 + 3\tau_{Ed,ser}^2} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M,ser}}$$

O fator parcial $\gamma_{M,ser} = 1,0$ é dado pelo anexo da EN1993-2. O critério de Von Mises, só faz sentido se for calculado com valores de tensão concomitantes. As tensões devem ser consideradas nas faces externas dos banzos de aço, e não no plano médio do banzo.

- Betão

A compressão no betão dos banzos das vigas mistas deverá ser limitada de acordo com as cláusulas EN1994-2, 7.2.2 (2), e da EN1992-1-1, 7,2 a:

$\sigma_c \leq 0,60 f_{ck}$, para as combinações características das ações para limitar a existência de fendas longitudinais;

$\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$, para as combinações quase-permanentes de ações para evitar ter que realizar um cálculo de fluência não-linear;

Os fatores $K_1=0,6$ e $K_2=0,45$ são valores recomendados pelo Anexo Nacional da NP EN1992-1-1.

- Armaduras

A tensão de tração nas armaduras deverá ser limitada de acordo com as cláusulas EN1994-2, 7.2.2 (4), e da EN1992-1-1, 7.2 (5) a:

$\sigma_c \leq 0,80 f_{ck}$, para as combinações características das ações para limitar a existência de fendas longitudinais;

$\sigma_c \leq 1,00 f_{ck}$, para as combinações características de ações se a força de tração for criada por deformações impostas.

Os fatores $K_3=0,8$ e $K_4=1,0$ são valores recomendados pelo Anexo Nacional da NP EN1992-1-1.

Para controlar a fendilhação no elemento de betão, de acordo com a cláusula 7.3.3 da EN 1992-2, é possível em geral, limitar as larguras das fendas a valores aceitáveis sem cálculo direto e evitar uma fendilhação não controlada caso se utilizem alguns parâmetros.

Para fendilhações causadas por cargas aplicadas em função da tensão na armadura no instante após a fendilhação, devem limitar-se:

- Os diâmetros dos varões;

Tabela 40 - Diâmetros máximos dos varões ϕ_s^* para controlo da fendilhação

Tensão no aço ²⁾ [MPa]	Diâmetros máximos dos varões [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

O diâmetro máximo dos varões deverá ser modificado como se indica a seguir:

$$\phi_s = \phi_s^* \frac{f_{ct,eff}}{2,9} \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)}$$

em que:

ϕ_s - diâmetro modificado máximo dos varões;

ϕ_s^* - diâmetro máximo dos varões (Tabela 40);

h - altura total da secção;

h_{cr} - altura da zona tracionada;

d - altura útil ao centro de gravidade da camada exterior das armaduras;

- Espaçamento entre varões;

Tabela 41 - Espaçamento máximo dos varões para controlo da fendilhação

Tensão no aço ²⁾ [MPa]	Espaçamento máximo dos varões [mm]		
	$w_k = 0,4 \text{ mm}$	$w_k = 0,3 \text{ mm}$	$w_k = 0,2 \text{ mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

De notar que a tabela 41 foi desenvolvida para a flexão. Para esforços de tração os valores indicados na tabela 41 podem ser multiplicadas por 1.25 (equação 7.7N do EC2 para os valores dos parâmetros indicados na Nota 1 do quadro 7.2N) ou seja para $w_k = 0,3\text{mm}$ e $\sigma_s = 280 \text{ MPa}$ $\phi \leq 12 \times 1,25 = 15\text{mm} \approx 16\text{mm}$).

O valor limite W_{\max} para a largura de fendas deverá respeitar os critérios do quadro seguinte:

Tabela 42 - Valores recomendados de W_{\max} (mm)

Exposure Class	Reinforced members and prestressed members without bonded tendons	Prestressed members with bonded tendons
	Quasi-permanent load combination	Frequent load combination
X0, XC1	0,3 ^a	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ^b
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		Decompression
^a For X0, XC1 exposure classes, crack width has no influence on durability and this limit is set to guarantee acceptable appearance. In the absence of appearance conditions this limit may be relaxed.		
^b For these exposure classes, in addition, decompression should be checked under the quasi-permanent combination of loads.		

Os aspetos relativos ao controlo das deformações do tabuleiro serão abordados no subcapítulo 7.3.2.8.

7.3.2 Verificação dos Estados Limites de Serviço

7.3.2.1 ELS de Tensão das Longarinas Principais Rodoviárias

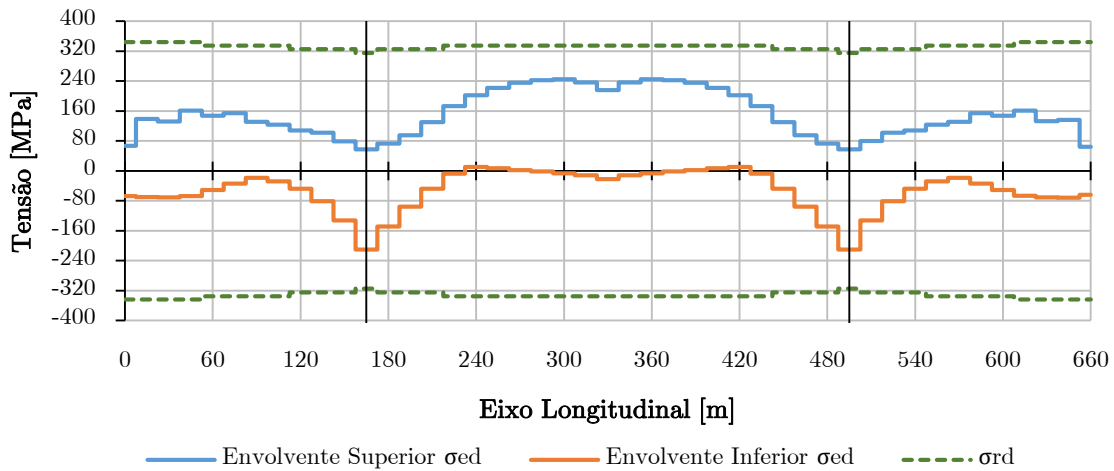


Figura 244 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na corda superior

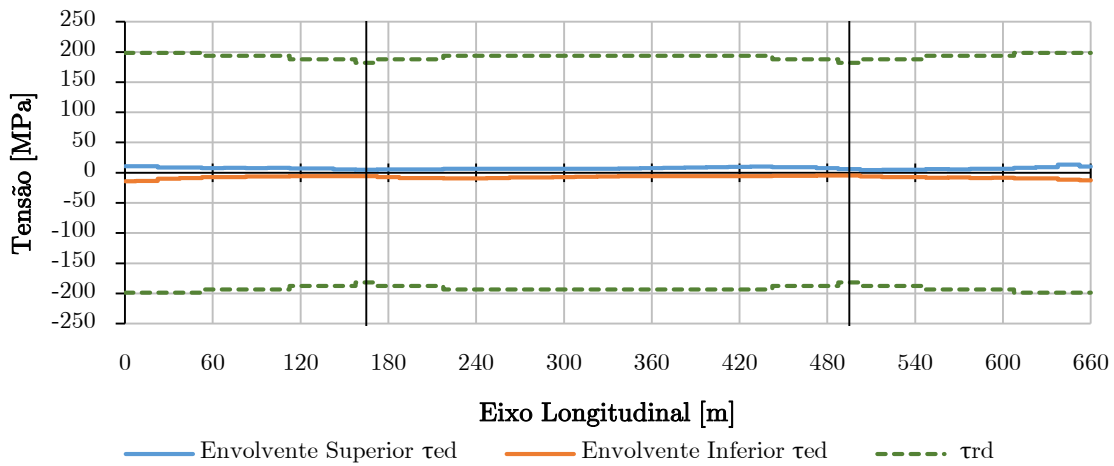


Figura 245 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na corda superior

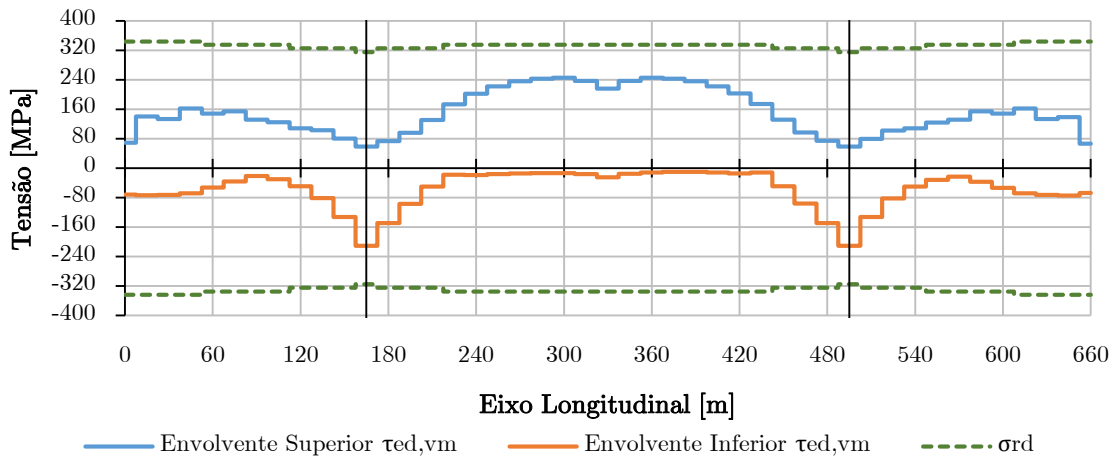


Figura 246 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na corda superior

Pela análise dos diagramas, as tensões normais positivas são mais elevadas no meio do vão central com um valor aproximadamente de $\sigma = 245,21 \text{ MPa}$, devido maioritariamente às elevadas forças axiais de compressão, enquanto os valores máximos das tensões normais negativos estão localizados nos apoios das torres com um valor de $\sigma = -210,48 \text{ MPa}$, devido às forças axiais de tração. A variação das tensões de Von Mises é semelhante às tensões normais com um valor máximo positivo de $\sigma = 245,56 \text{ MPa}$ e negativo de $\sigma = -210,68 \text{ MPa}$, devido à pouca influência das tensões tangenciais. A variação das tensões tangenciais devido ao esforço transversal tem maior valor nos apoios das torres com um valor de $\tau = 10 \text{ MPa}$, ficando muito abaixo do valor máximo resistente, devido à predominância dos esforços axiais em relação ao esforço transversal nas cordas. Assim, ficam verificados todos os valores das tensões das envolventes das longarinas principais da corda superior.

7.3.2.2 ELS de Tensão das Longarinas Secundárias Rodoviárias

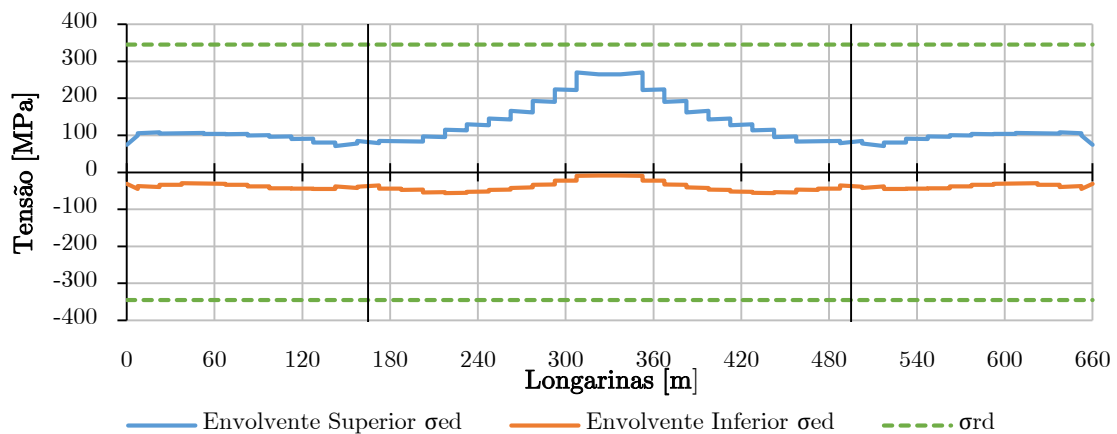


Figura 247 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária rodoviária

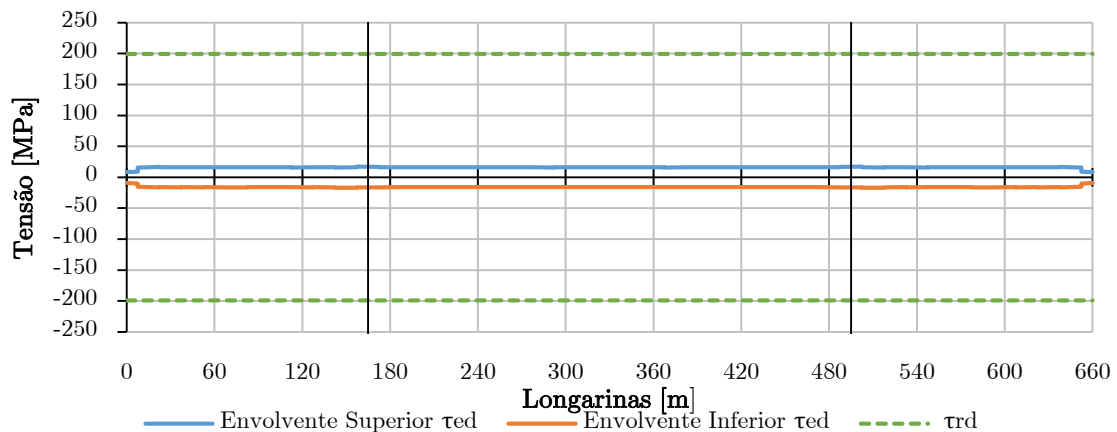


Figura 248 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária rodoviária

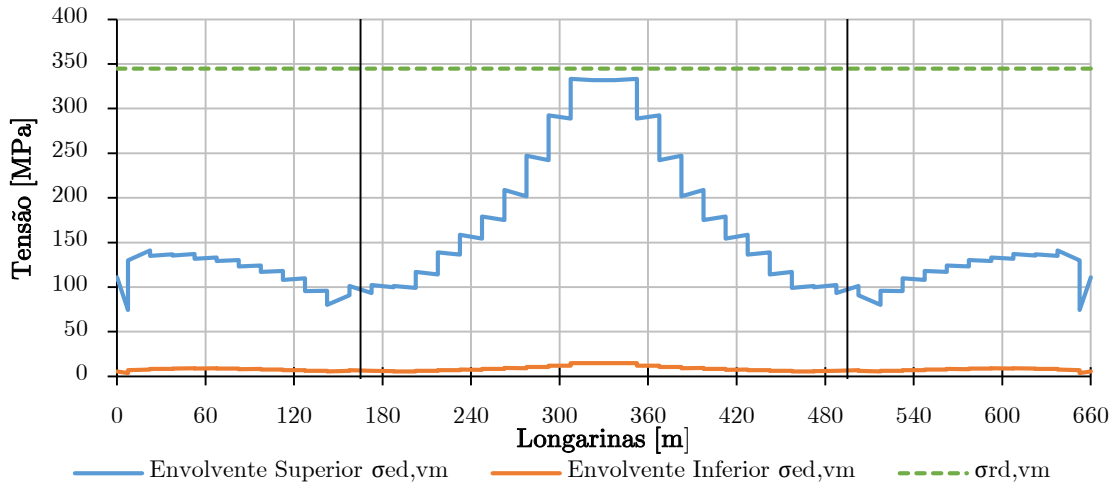


Figura 249 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária rodoviária

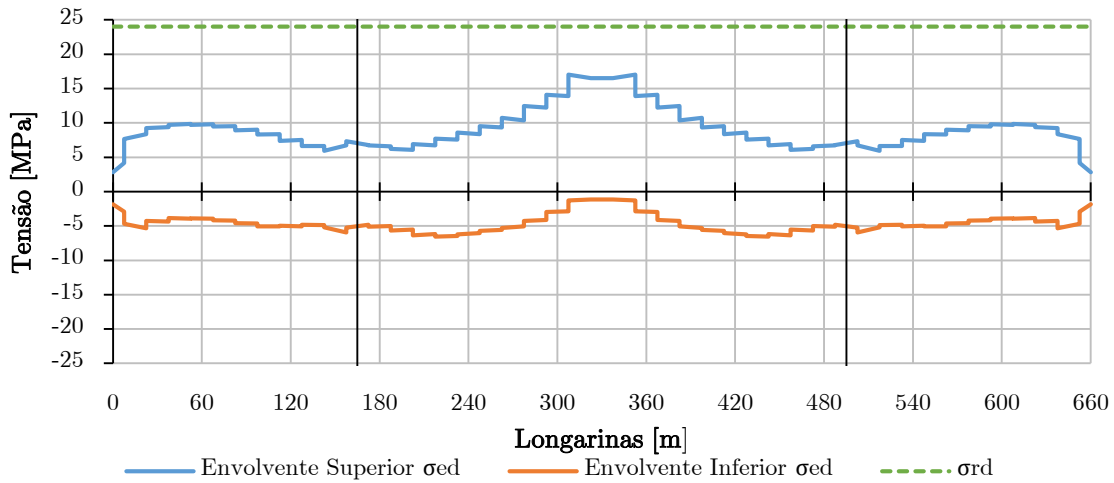


Figura 250 - Verificação das tensões de compressão atuantes para as combinações características no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1

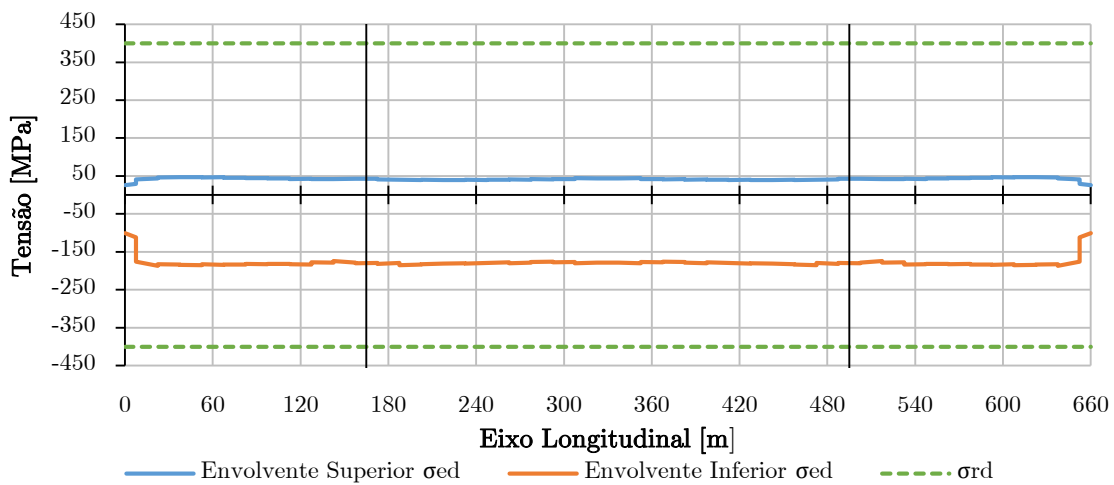


Figura 251 - Verificação das tensões de tração atuantes para as combinações características nas armaduras no banzo de betão da longarina secundária rodoviária

No que respeita à verificação da parte metálica da viga mista, a tensão normal máxima positiva apresenta um valor de $\sigma = 270 \text{ MPa}$ nas secções a meio vão do tabuleiro devido aos esforços axiais de compressão, e um valor negativo de $\sigma = -56 \text{ MPa}$. No caso das tensões tangenciais, apresentam um valor máximo de $\tau = 17 \text{ MPa}$ para uma resistência de 199 MPa . Na verificação das tensões de Von Mises, estes tomaram um valor máximo de $\sigma = 333,4 \text{ MPa}$ nas secções a meio vão e de $\sigma = 80 \text{ MPa}$ nas secções próximas das torres. Assim, os três tipos de verificação na parte metálica da viga mista cumpriram a segurança regulamentar.

No que concerne ao banzo de betão, as tensões representadas estão em compressão e em tração. Apesar do banzo de betão estar sujeito a trações, como é lógico, essa verificação não é realizada. A tensão de compressão máxima no banzo de betão foi aproximadamente de $\sigma = 17 \text{ MPa}$, abaixo do valor máximo permitido para o tipo de betão utilizado de $\sigma = 24 \text{ MPa}$. No que concerne às armaduras no banzo de betão, as tensões de tração resultantes foram globalmente contantes ao longo do tabuleiro com um valor máximo de $\sigma = -186 \text{ MPa}$, satisfazendo assim o valor máximo de $\sigma = -400 \text{ MPa}$. Assim, ficam verificados todos os valores das tensões das envolventes, resultantes das várias combinações de cálculo características das longarinas secundárias rodoviária.

7.3.2.3 ELS de Tensão das Longarinas Principais Ferroviárias

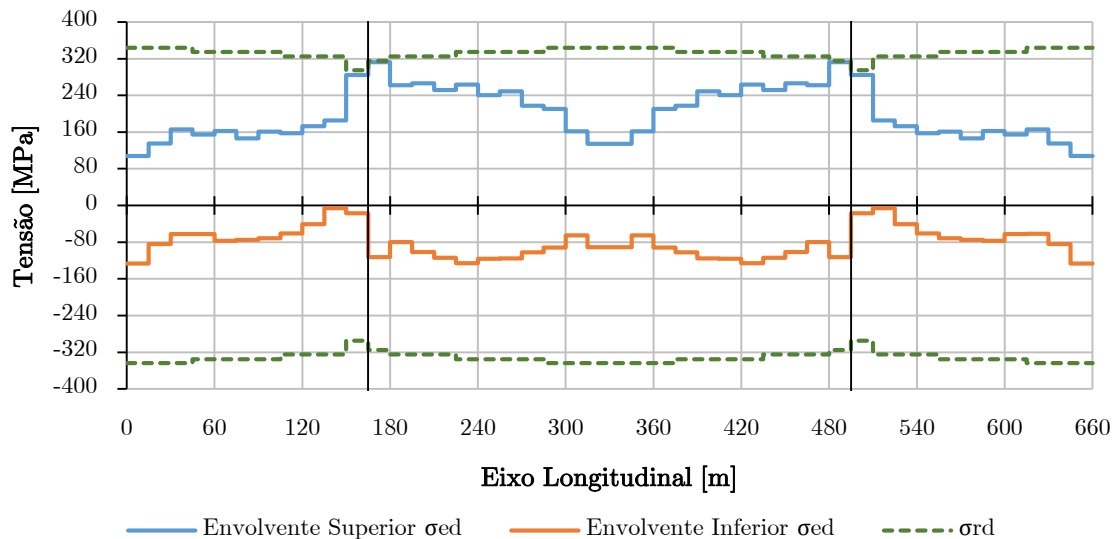


Figura 252 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na corda inferior

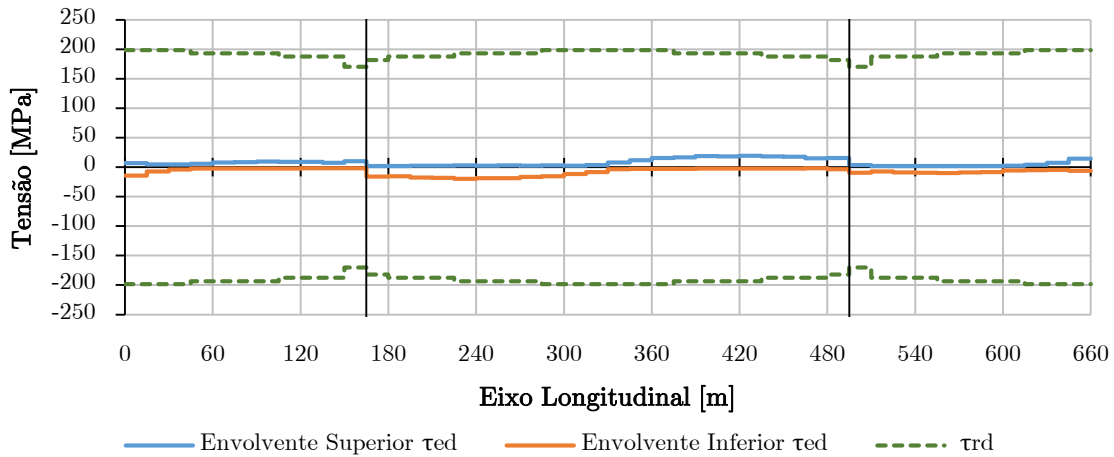


Figura 253 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na corda inferior

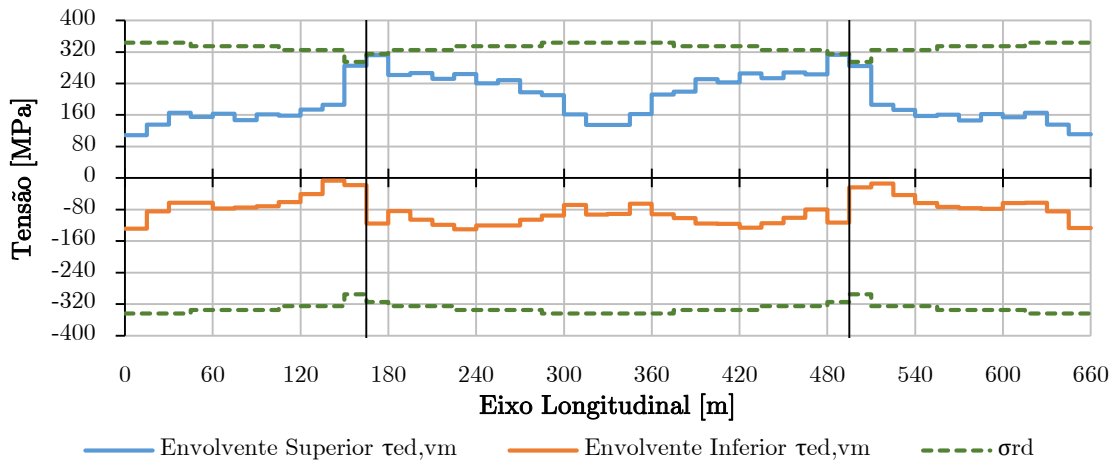


Figura 254 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na corda inferior

Como se pode observar nos diagramas, as tensões normais positivas são mais elevadas nos apoios das torres com um valor aproximadamente de $\sigma = 312 \text{ MPa}$, devido maioritariamente às elevadas forças axiais de compressão, enquanto os valores máximos das tensões normais negativos estão localizados a um quarto de distância das torres no vão central com um valor de $\sigma = -126,42 \text{ MPa}$, devido à predominância das forças axiais de tração.

A variação das tensões de Von Mises é semelhante às tensões normais com um valor máximo positivo de $\sigma = 313,14 \text{ MPa}$ e negativo de $\sigma = -130,33 \text{ MPa}$, devido à pouca influência das tensões tangenciais. A variação das tensões tangenciais devido ao esforço transversal tem um maior valor nos apoios das torres com um valor de $\tau = 19,67 \text{ MPa}$, ficando muito abaixo do valor máximo resistente. As forças tangenciais da corda inferior tiveram ligeiramente mais influência na tensão de Von Mises do que na corda superior, devido à tensão tangencial na corda inferior ser quase duas vezes maior do que na corda superior.

7.3.2.4 ELS de Tensão das Longarinas Secundárias Ferroviárias nº1

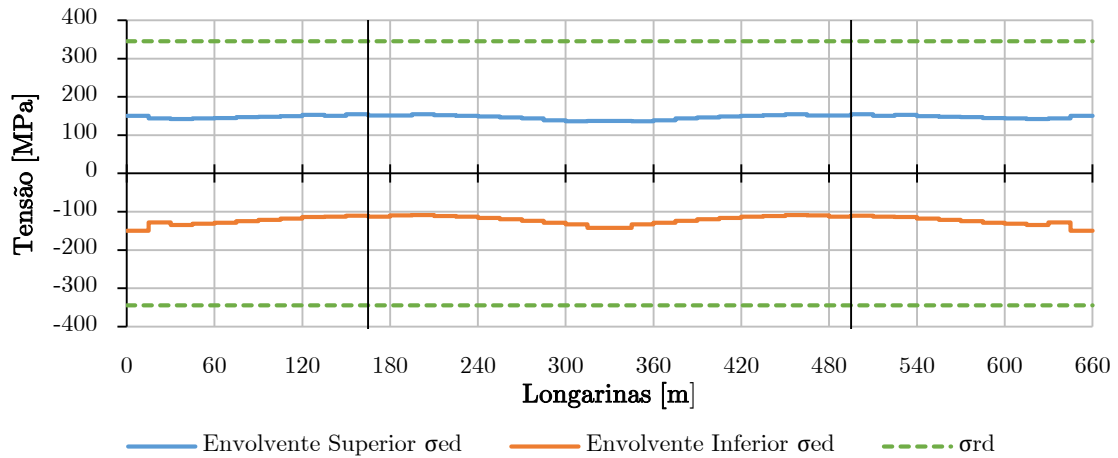


Figura 255 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº1

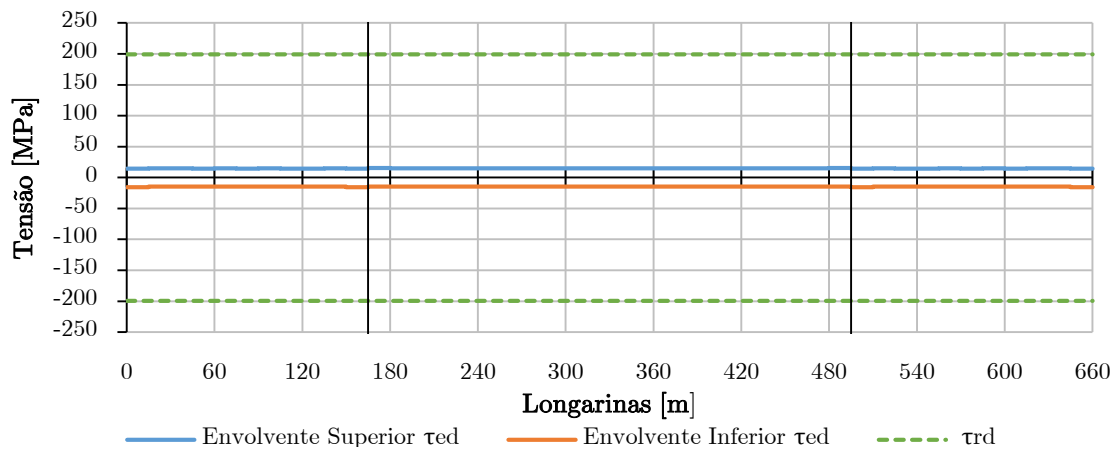


Figura 256 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº1

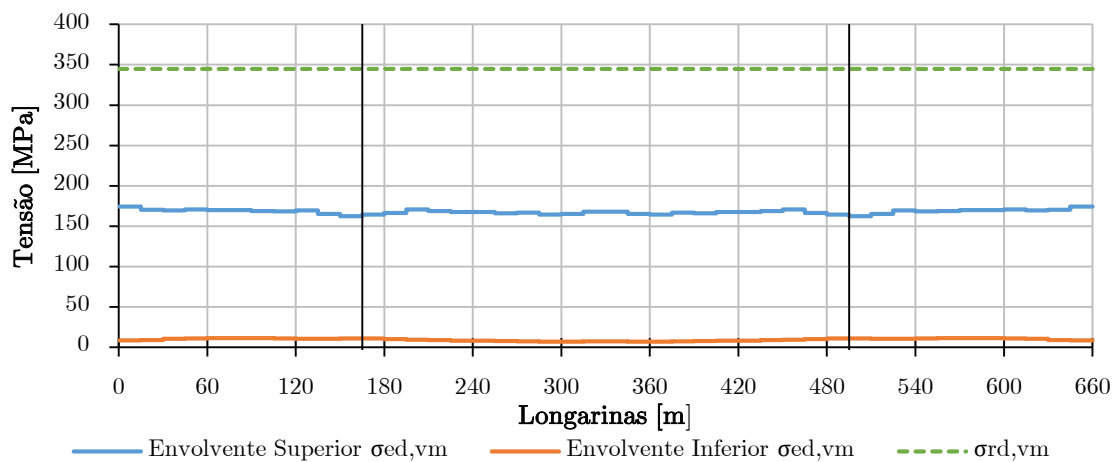


Figura 257 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº1

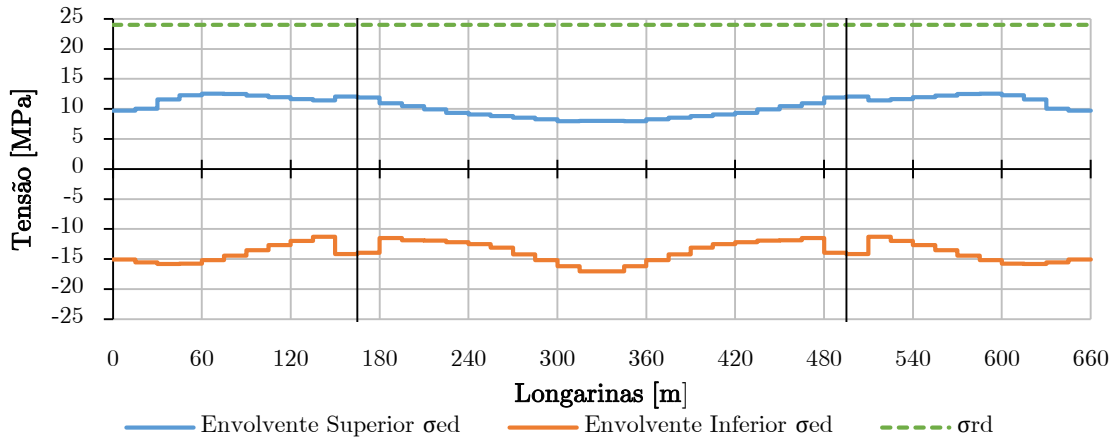


Figura 258 - Verificação das tensões de compressão atuantes para as combinações características no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1

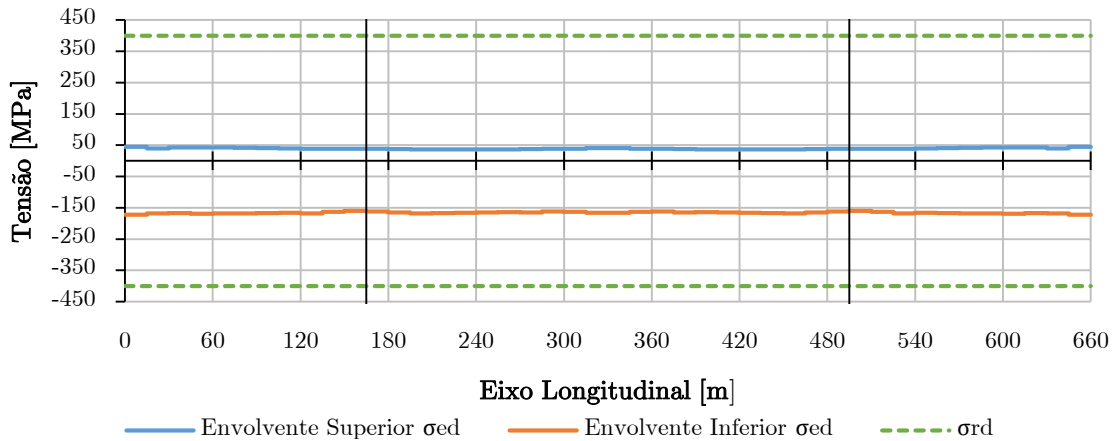


Figura 259 - Verificação das tensões de tração atuantes para as combinações características nas armaduras no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1

Relativamente à parte metálica da viga mista, a tensão normal máxima positiva apresentou um valor de $\sigma = 154,5 \text{ MPa}$ nas secções próximas das torres, e um valor negativo de $\sigma = -149,5 \text{ MPa}$ a meio-vão do vão ventral devido aos esforços de tração. No caso das tensões tangenciais, apresentou um valor máximo de $\tau = 15,3 \text{ MPa}$ para uma resistência de 199 MPa . Na verificação das tensões de Von Mises, estas tomaram um valor máximo de $\sigma = 174 \text{ MPa}$ nas secções próximas dos encontros e de $\sigma = 170 \text{ MPa}$ nas secções próximas das torres. Portanto a verificação na parte metálica da viga mista cumpriu com uma larga margem. No que concerne ao banzo de betão, a tensão de compressão máxima no banzo de betão foi aproximadamente de $\sigma = 12,5 \text{ MPa}$, abaixo do valor máximo permitido para o tipo de betão utilizado de $\sigma = 24 \text{ MPa}$. No que concerne às armaduras no banzo de betão, as tensões de tração resultantes foram globalmente constantes ao longo do tabuleiro com um valor máximo de $\sigma = -172 \text{ MPa}$, respeitando assim o valor máximo de $\sigma = -400 \text{ MPa}$.

7.3.2.5 ELS de Tensão das Longarinas Secundárias Ferroviárias nº2

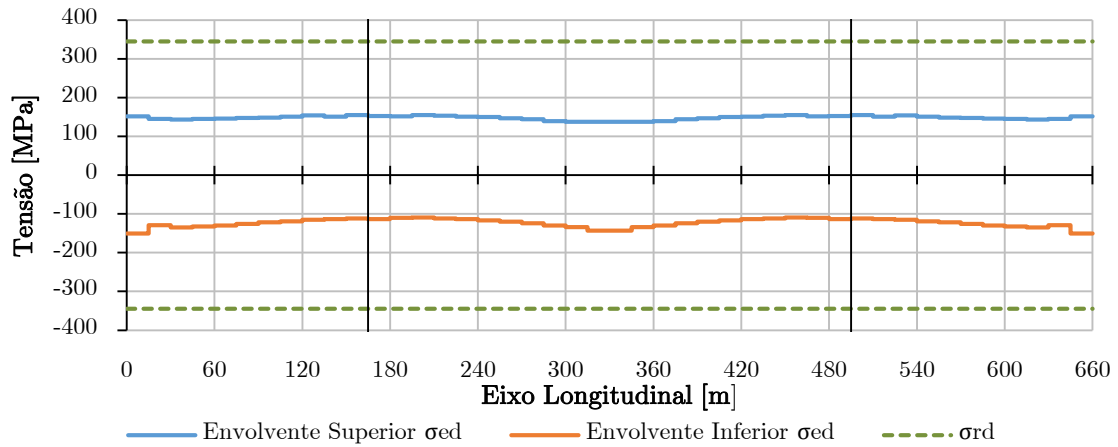


Figura 260 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº2

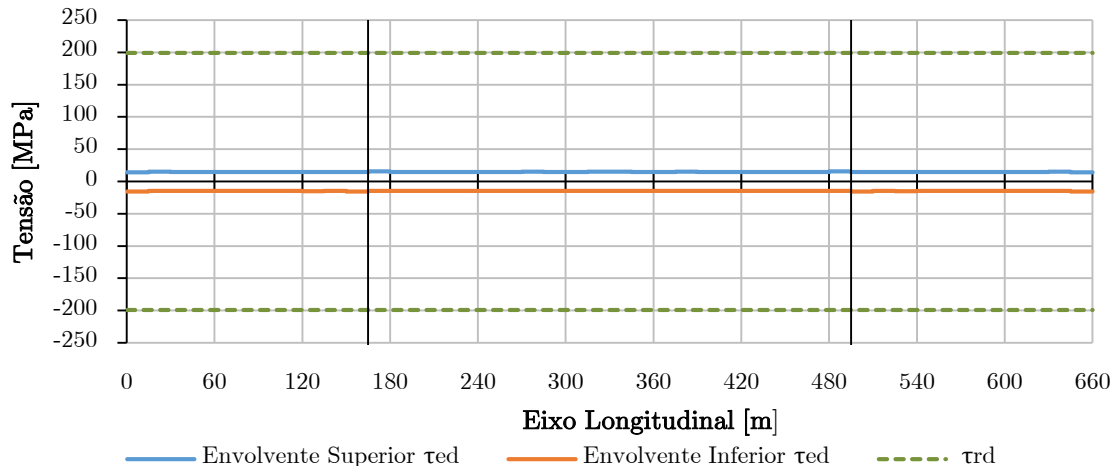


Figura 261 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº2

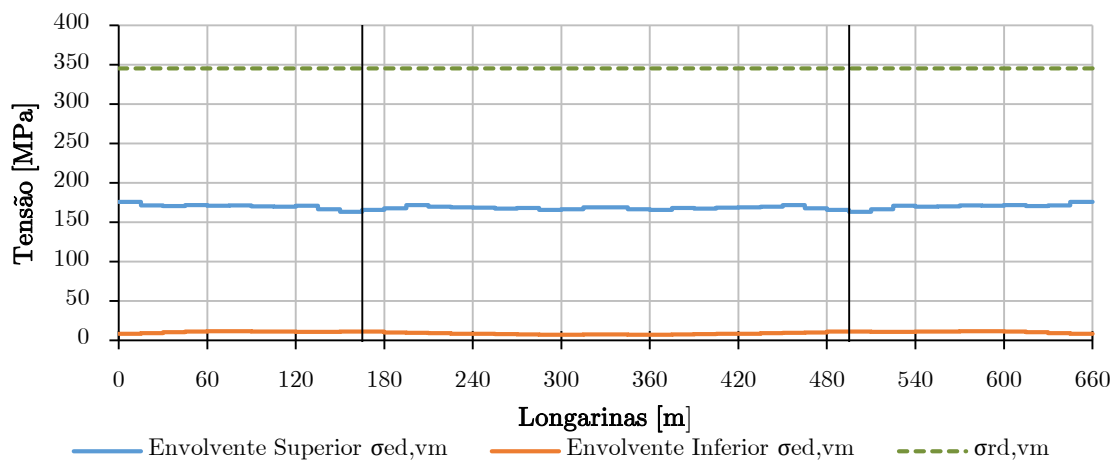


Figura 262 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características na viga metálica da longarina secundária ferroviária nº2

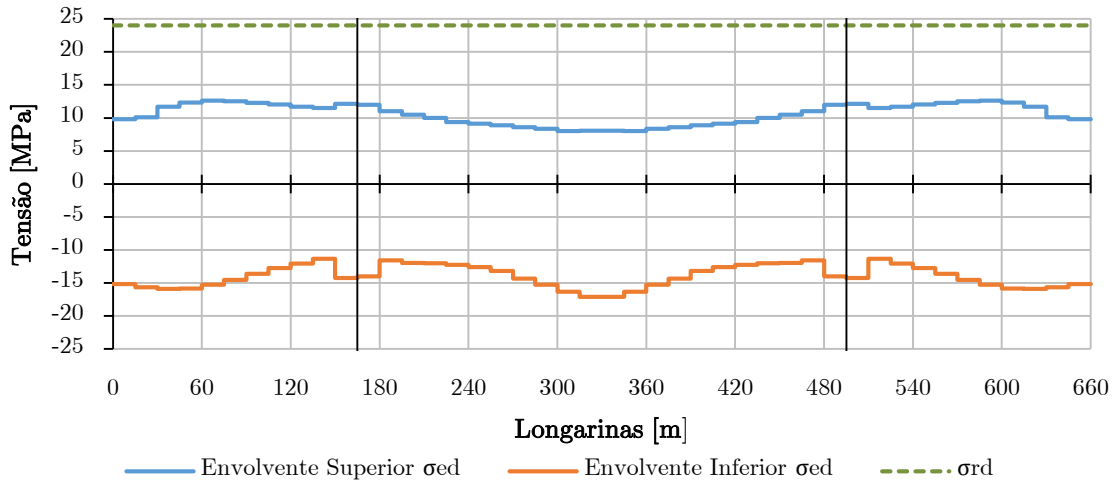


Figura 263 - Verificação das tensões de compressão atuantes para as combinações características no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2

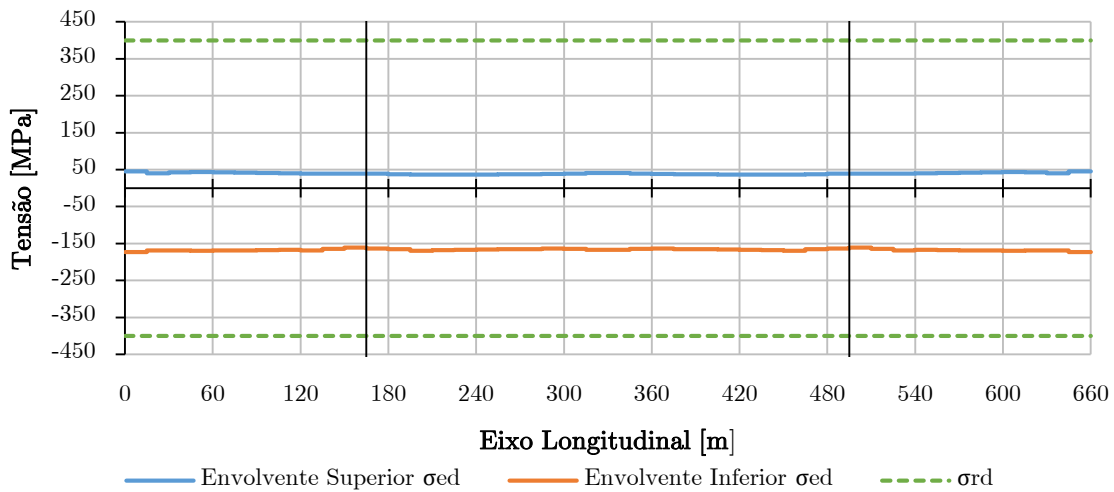


Figura 264 - Verificação das tensões de tração atuantes para as combinações características nas armaduras no banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2

No que respeita à verificação da parte metálica da viga mista, a tensão normal máxima positiva apresentou um valor de $\sigma = 155,5 \text{ MPa}$ nas secções próximas das torres, e um valor negativo de $\sigma = -143,3 \text{ MPa}$ a meio-vão do vão ventral devido aos esforços de tração. No caso das tensões tangenciais, resultou tensões baixas, com um valor máximo de $\tau = 15,4 \text{ MPa}$ para uma resistência de 199 MPa . Na verificação das tensões de Von Mises, estas tomaram um valor máximo de $\sigma = 175 \text{ MPa}$ nas secções próximas dos encontros e de $\sigma = 171 \text{ MPa}$ nas secções próximas das torres. Portanto os três tipos de verificação na parte metálica da viga mista cumpriram com uma margem grande.

No que concerne ao banzo de betão, a tensão de compressão máxima no banzo de betão foi aproximadamente de $\sigma = 12,6 \text{ MPa}$, abaixo do valor máximo permitido para o tipo de betão utilizado de $\sigma = 24 \text{ MPa}$. No que diz respeito às armaduras no banzo de betão, as tensões de tração resultantes foram globalmente contantes ao longo do tabuleiro com um valor máximo de $\sigma = -173 \text{ MPa}$, respeitando assim o valor máximo de $\sigma = -400 \text{ MPa}$. Assim, pode-se constatar globalmente que a variação e os valores das tensões das longarinas secundárias ferroviárias n.º1 e n.º2 são praticamente idênticos, pelo que, ficam verificados todos os valores das tensões das envolventes, resultantes das várias combinações de cálculo características das longarinas secundárias ferroviárias n.º2.

7.3.2.6 ELS de Tensão das Diagonais Warren

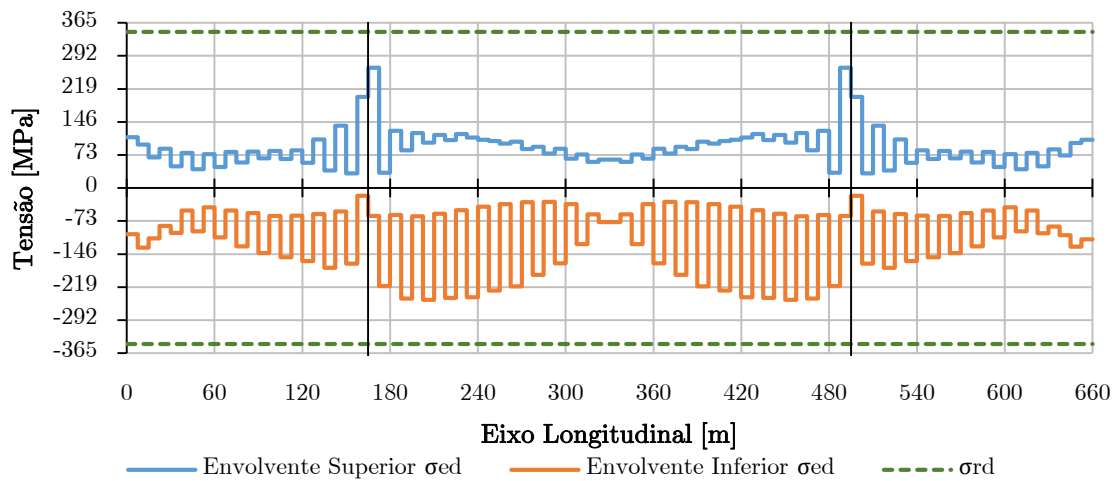


Figura 265 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características nas diagonais Warren

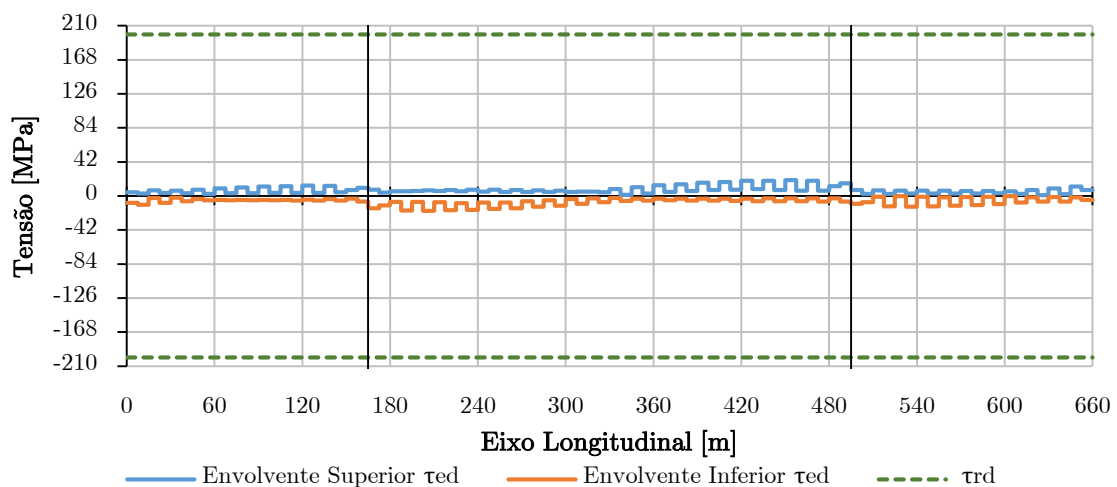


Figura 266 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características nas diagonais Warren

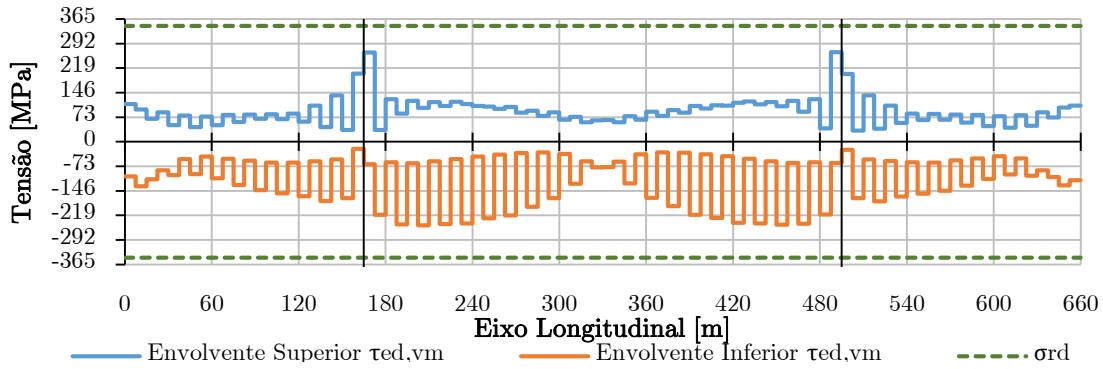


Figura 267 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características nas diagonais Warren

Pela análise dos diagramas representados, as tensões normais positivas são mais elevadas nos apoios das torres com um valor aproximadamente de $\sigma = 265,44 \text{ MPa}$, devido principalmente às elevadas forças axiais de compressão, enquanto os valores máximos das tensões normais negativos variam de um mínimo a meio do vão central para um máximo localizado perto das torres com um valor de $\sigma = -246,81 \text{ MP}$, devido principalmente às forças axiais de tração. A nível global as forças localizadas no vão central, os valores de tração são mais elevados do que os de compressão devido a plataforma inferior estar suspensa na corda superior, o que conduz a valores mais elevados de tração do que os de compressão. A variação das tensões de Von Mises é semelhante às tensões normais com um valor máximo positivo de $\sigma = 266,80 \text{ MPa}$ e negativo de $\sigma = -248,86 \text{ MPa}$, devido à pouca influência das tensões tangenciais. A variação das tensões tangenciais devido ao esforço transversal conduz a um maior valor nos apoios das torres com um valor de $\tau = 19,44 \text{ MPa}$, ficando muito abaixo do valor máximo resistente. Assim, ficam verificados todos os valores das tensões das envolturas, das longarinas principais do banzo inferior.

7.3.2.7 ELS de Tensão das Carlingas Rodoviárias

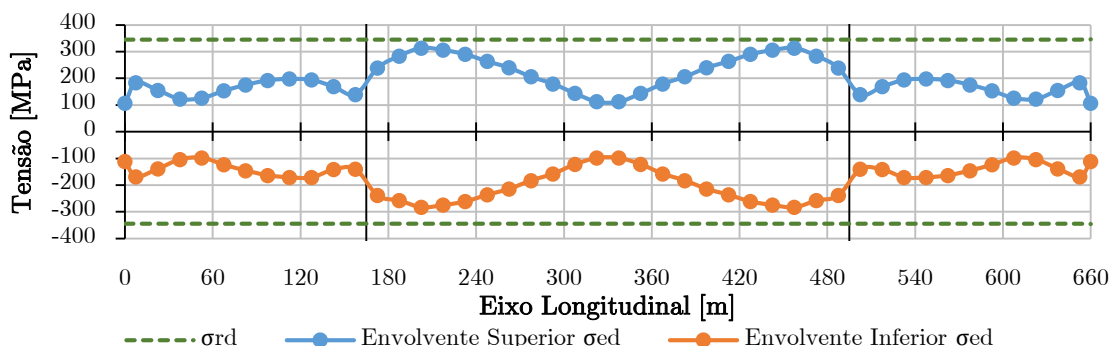


Figura 268 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características nas carlingas rodoviárias

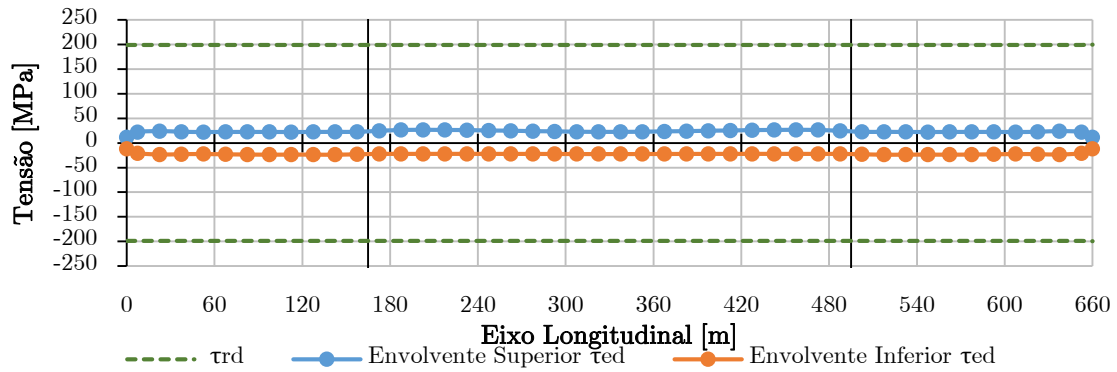


Figura 269 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características nas carlingas rodoviárias

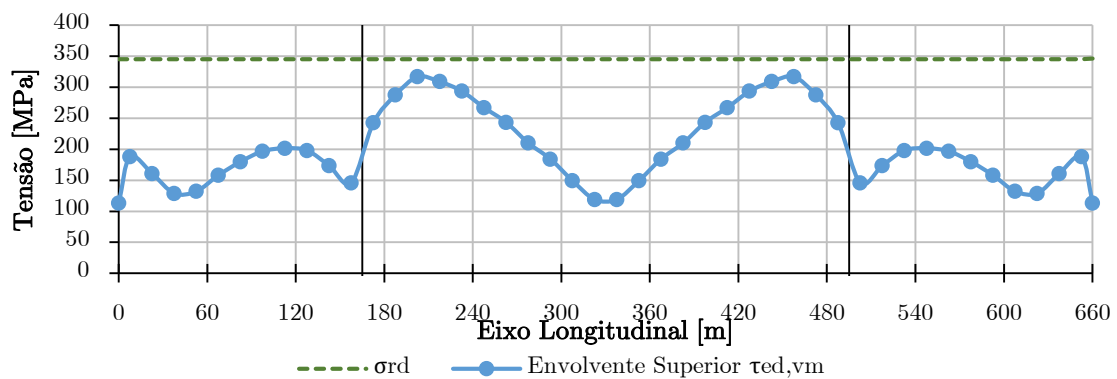


Figura 270 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características nas carlingas rodoviárias

Pela análise dos diagramas de tensões das carlinas rodoviárias, observa-se que as tensões normais positivas e negativas têm um valor mais elevado nas secções próximas das torres no vão central, no valor aproximado de $\sigma = 330 \text{ MPa}$ e de $\sigma = -300 \text{ MPa}$. Ao contrário das cordas superiores e inferiores em que o esforço predominante é o esforço axial, o esforço predominante nas carlingas rodoviárias são os momentos fletores, especialmente o momento fletor M_z na direção transversal às carlingas (direção longitudinal no modelo global), devido aos elevados esforços axiais das longarinas (que produz esforço transversal nas carlingas). No caso das tensões tangenciais produzidas pelo esforço transversal, observa-se que as tensões são praticamente constantes em todas as barras, evidenciando um ligeiro aumento nas secções próximas das torres (o que conduz a um aumento dos momentos fletores nessas secções próximas das torres) no valor aproximado de $\tau = 30 \text{ MPa}$ ficando muito abaixo do valor resistente. A variação das tensões de Von Mises é semelhante à variação das tensões normais, evidenciando uma maior influência dos valores das tensões tangenciais do que no caso das cordas superiores e inferiores.

7.3.2.8 ELS de Tensão das Carlingas Ferroviárias

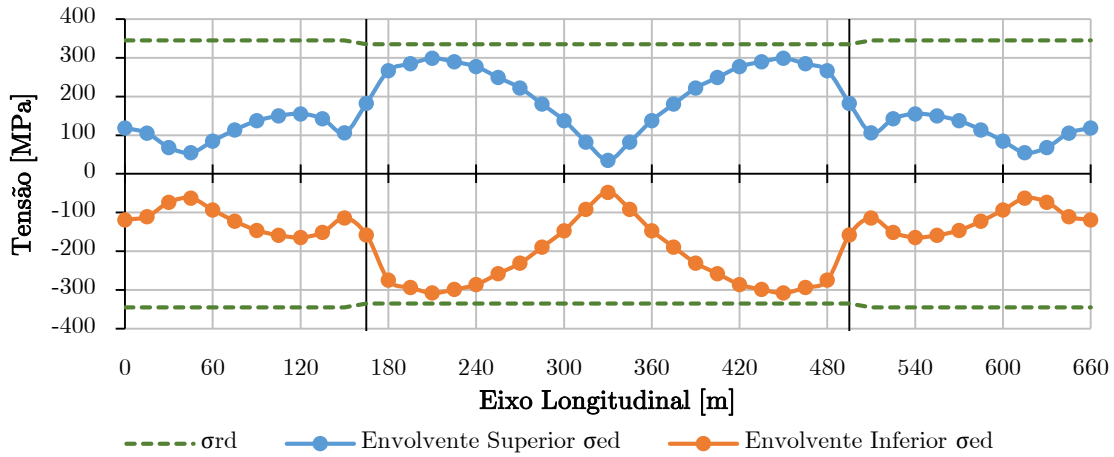


Figura 271 - Verificação das tensões normais atuantes para as combinações características nas carlingas ferroviárias

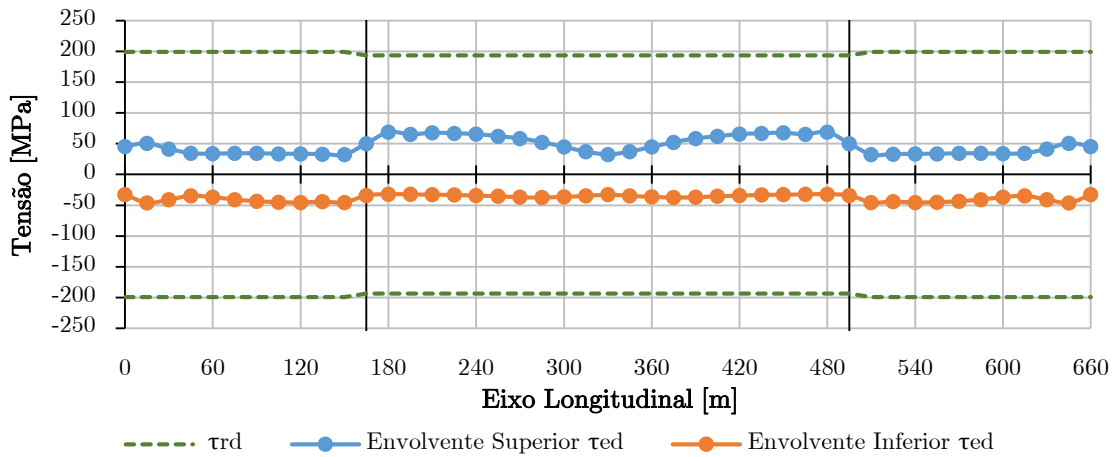


Figura 272 - Verificação das tensões tangenciais atuantes para as combinações características nas carlingas ferroviárias

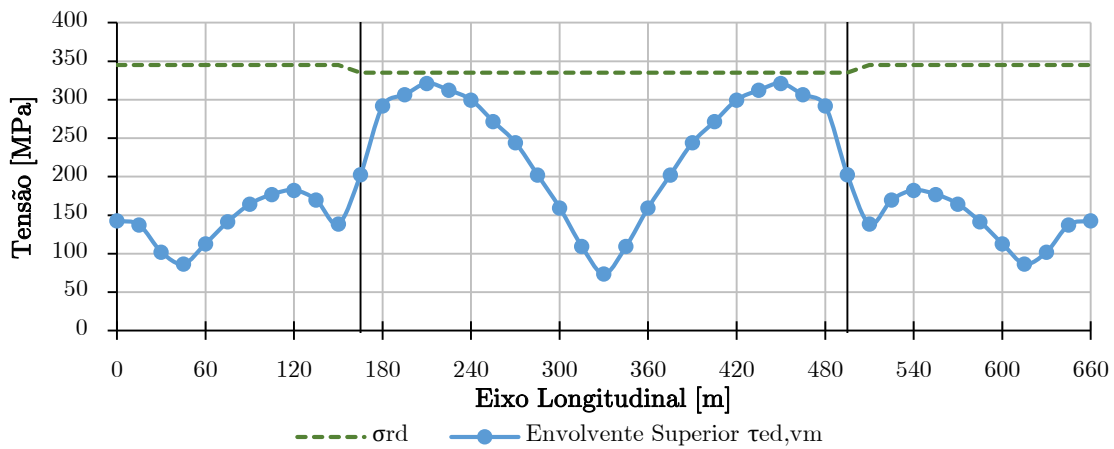


Figura 273 - Verificação das tensões Von Mises atuantes para as combinações características nas carlingas ferroviárias

Pela análise dos diagramas de tensões das carlinas ferroviárias, observa-se que as tensões normais positivas e negativas têm um valor mais elevado nas secções próximas das torres no vão central, no valor aproximado de $\sigma = 330 \text{ MPa}$ e de $\sigma = -300 \text{ MPa}$. No caso presente, o resultado da análise realizada às carlingas rodoviárias é semelhante às carlingas ferroviárias, em que, ao contrário das cordas superiores e inferiores em que o esforço predominante é o esforço axial, os esforços predominantes nas carlingas ferroviárias são os momentos fletores, especialmente o momento fletor M_z na direção transversal às carlingas (direção longitudinal no modelo global), devido aos elevados esforços axiais das longarinas ferroviárias (que produz esforço transversal nas carlingas).

No caso das tensões tangenciais produzidas pelo esforço transversal, observa-se que as tensões resultantes nas carlingas ferroviárias foram as mais elevadas em comparação aos outros elementos estruturais do tabuleiro, devido ao esforço concentrado em cada carril ferroviário produzido pelas locomotivas. Os valores máximos registados foram aproximadamente de $\tau = 70 \text{ MPa}$ nas secções próximas das torres no vão central, ficando muito abaixo do valor resistente.

No que concerne às tensões de Von Mises, ao contrário dos outros elementos estruturais do tabuleiro, foram estas que condicionaram a verificação de segurança, pelo facto das tensões tangenciais terem maior influência do que nos outros elementos estruturais do tabuleiro. Os valores máximos registados foram aproximadamente de $\sigma = 340 \text{ MPa}$ nas secções próximas das torres no vão central.

7.3.2.9 ELS de Deformação e Critério do Conforto dos Passageiros

No caso específico, como se trata de uma ponte com ação de tráfego rodoviário e ferroviário, o estudo foi concentrado com ênfase especial no tráfego ferroviário, visto que se trata de um tráfego de maior complexidade e de maior importância (mais restrições técnicas e regulamentares) do que o rodoviário. O controlo das deformações e vibrações é um dos maiores problemas das pontes ferroviárias, pois as deformações excessivas podem colocar em risco o tráfego ferroviário, criar alterações profundas na geometria da via, como também provocar vibrações e tensões excessivas na estrutura da ponte. Da mesma forma, a vibração excessiva pode levar à instabilidade do balastro (no caso de existir; sendo que neste caso existe via não balastrada), e pode reduzir a força de atrito e de contacto entre a roda da locomotiva com o carril. Do mesmo modo, as deformações excessivas podem afetar as cargas

impostas no sistema de interação da linha ferroviária-ponte. Por outro lado, existe a importância de garantir o conforto dos passageiros das composições, em que esse parâmetro depende das acelerações a que ficam submetidas as caixas das carruagens aquando da passagem do comboio sobre a ponte. Como já referenciado anteriormente existem regulamentos (principalmente a norma EN1990-AnnexA2) que não se aplicam a este tipo de pontes, pela razão principal de existir tráfego misto (rodoviário e ferroviário) e o caso de ser uma ponte em tirantes. Como existe a necessidade de em alguns pontos, tanto para calcular como para realizar verificações, adotaram-se as normas em vigor, com as devidas alterações e adaptações.

A norma EN 1991-2 e a EN1990-AnnexA2 definem várias verificações relativas à deformação do tabuleiro, de forma a garantir a segurança da via para evitar a instabilidade do balastro, levantamento dos carris, degradação dos aparelhos de apoio, descarrilamento dos comboios induzidos pela torção no tabuleiro, curvatura excessiva da via nas direções vertical e horizontal. Essas verificações regulamentares são resumidamente:

- Aceleração vertical do tabuleiro;
- Torção do tabuleiro;
- Deformação vertical do tabuleiro;
- Deformação e vibração transversal do tabuleiro;
- Conforto dos passageiros;
- Fadiga.

Como referenciado inicialmente no início do presente capítulo, não se efetuaram todas as verificações da norma EN1990-AnnexA2. As verificações efetuadas apenas foram concentradas na deformação máxima vertical admitida no tabuleiro, e a verificação do critério de conforto. No que concerne à deformação vertical do tabuleiro, a cláusula A2.4.4.2.3 da norma EN1990-AnnexA2 define que o valor máximo do deslocamento vertical em qualquer ponto da via não deverá exceder $L/600$ para a atuação do modelo de cargas LM71. Este limite é tanto válido para atuação do tráfego rodoviário, como também para o tráfego ferroviário independente. No caso de combinação de tráfego (tráfego misto) a norma é omissa, pelo qual, adotou-se o valor $L/600$ conservativo para todas as combinações.

Relativamente ao critério do conforto dos passageiros, a norma EN1990-AnnexA2 na cláusula A2.4.4.3, indica valores para o valor de pico da aceleração vertical nas carruagens a considerar para garantir três níveis de conforto: muito bom, bom e aceitável.

Nível de Conforto	Aceleração Vertical b'_v (m/s ²)
Muito Bom	1,0
Bom	1,3
Aceitável	2,0

Figura 274 - Valores indicativos da aceleração máxima nas carruagens para três níveis de conforto

Sendo assim, o objetivo é garantir que os passageiros tenham um nível de conforto de muito bom. Para garantir o nível de conforto dos passageiros, é necessário realizar uma análise dinâmica da interação da ponte com o comboio, por forma a obter as acelerações nas carruagens e comparar com os limites impostos. Como não se realizou esse processo, a norma admite um processo alternativo em que refere que para pontes constituídas por tramos simplesmente apoiados ou com continuidade e com vãos inferiores a 120 m, a verificação do conforto dos passageiros pode ser efetuada de uma forma simplificada limitando-se o deslocamento vertical do tabuleiro, de acordo com a figura 275.

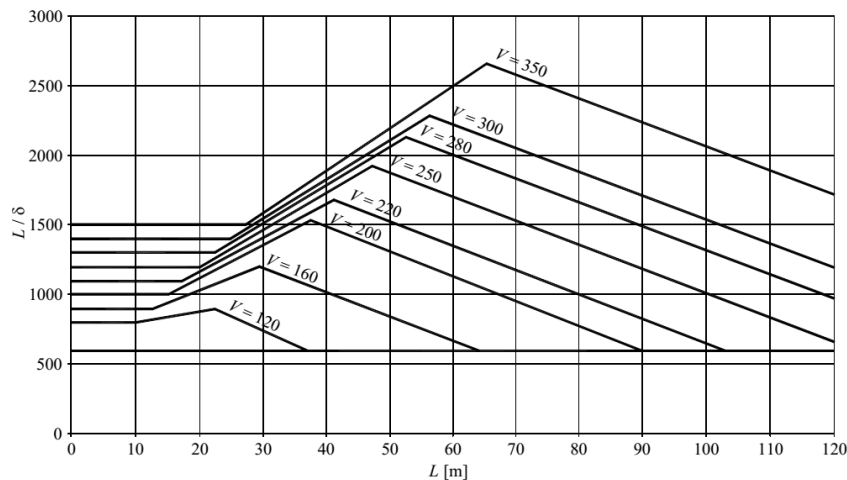


Figura 275 - Deslocamento vertical máximo (δ) permitido para pontes ferroviárias com 3 ou mais vãos sucessivos simplesmente apoiados correspondentes a um nível de aceleração vertical de $b'_v = 1\text{m/s}^2$ em função da velocidade $V[\text{km/h}]$

Para exigir outros níveis de conforto, os valores limite deverão ser divididos por b'_v . Se caso o tabuleiro for constituído por um número inferior de tramos, dever-se-á multiplicar os valores limites por 0,7. Se o tabuleiro for constituído por três ou mais tramos com continuidade, dever-se-á multiplicar os valores limites por 0,9. A cláusula A2.4.4.3 (6) da norma EN1990-AnnexA2, refere que os valores são válidos para vãos até 120 metros, e que

no caso de serem maiores (que é o caso presente) deve-se realizar uma análise especial. Como a velocidade das locomotivas não deve ser superior a 100 km/h por razões geométricas do traçado ferroviário, o gráfico indica que para um vão com variação de 37 a 120 metros, terá um deslocamento vertical máximo admissível conservativo no valor de $L/600$. Sendo assim considerou-se também para o critério de conforto dos passageiros, um valor igual ao considerado para deformação máxima admissível para pontes ferroviárias no valor de $L/600$.

A verificação da deformada foi efetuada para as combinações frequentes causadas pelas sobrecargas LM1 e LM71. Importa referir que a verificação da deformada global, foi necessário ter em conta a atuação independente de cada tipo de tráfego, como também a atuação em simultâneo. As combinações efetuadas nas verificações foram as seguintes:

- Sobrecarga LM1 (Base)
- Sobrecarga LM71 (Base)
- Sobrecarga LM1 (Base) + LM71 (secundária)

A combinação da sobrecarga LM71 como ação base em simultâneo com a sobrecarga LM1 como ação secundária, isto é, Sobrecarga LM71 (Base) + LM1 (secundária), não foi verificada pois de acordo com o regulamento, a ação LM1 para as combinações frequentes como ação secundária tem que ser multiplicada pelo valor de Ψ_2 , que é igual a zero, o que quer dizer que apenas se ficaria com a parcela das cargas permanentes a ação LM71. Este facto acontece porque, como já referenciado anteriormente, a norma não está preparada para tráfego em simultâneo. Sendo assim, para tráfego em simultâneo considerou-se a sobrecarga base a ação rodoviária. Considerando a sucessiva alternância de cargas, foi possível determinar as zonas onde as cargas originam a deformação máxima. A seguir apresentam-se os locais de carga para que seja possível obter a maior deformação.

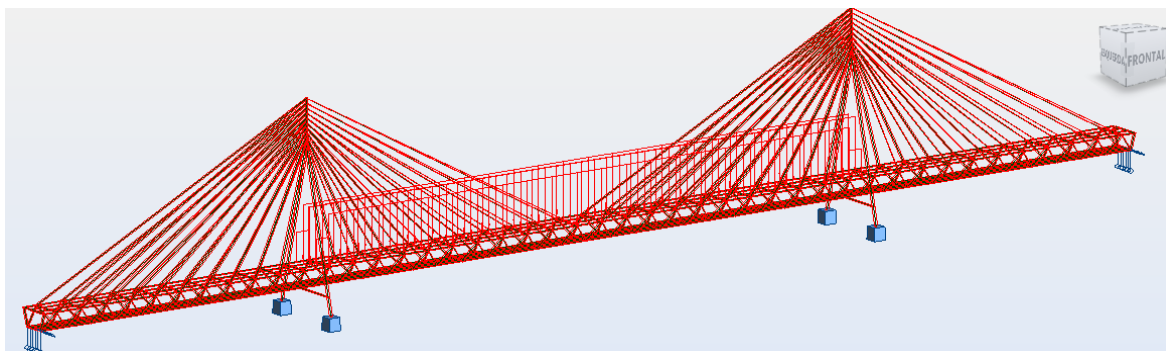


Figura 276 - Caso de carga em que produz a maior deformada no vão central

A configuração da deformada máxima global da estrutura no vão central produzida pelo caso de carga da figura 276 está apresentada na figura 277.

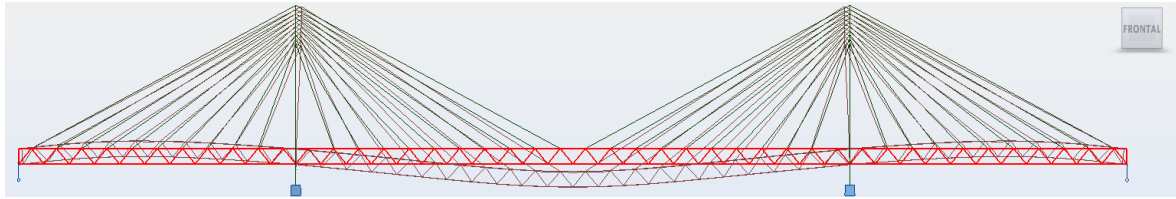


Figura 277 - Configuração da deformada máxima global da estrutura no vão principal causada pelas sobrecargas em simultâneo LM1 (Base) com LM71 (Secundária)

Efetuada apenas análise do tabuleiro, verificou-se que a deformada máxima para o caso de carga mais desfavorável no vão central, ilustrada na figura 278, é de 53,7 cm.

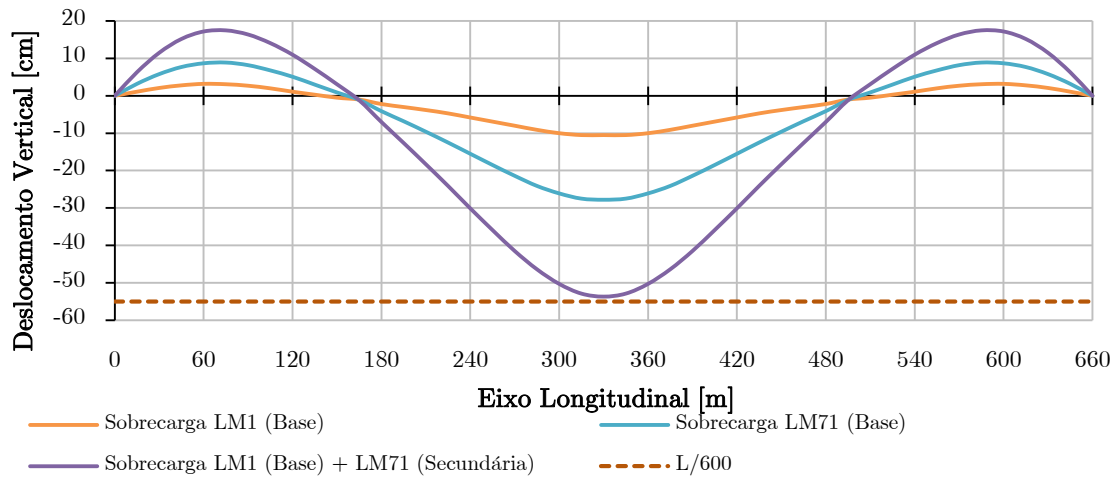


Figura 278 - Configuração da deformada máxima global do tabuleiro no vão central causada pelas sobrecargas para as combinações frequentes

A deformação máxima verificada na zona do vão central do tabuleiro, para a combinação frequente das sobrecargas consideradas, corresponde a uma relação de $L/\delta = 615$, menor que a relação $L/\delta = 600$. Assim considera-se que fica verificado o estado limite de deformação e o critério de conforto na categoria de muito bom.

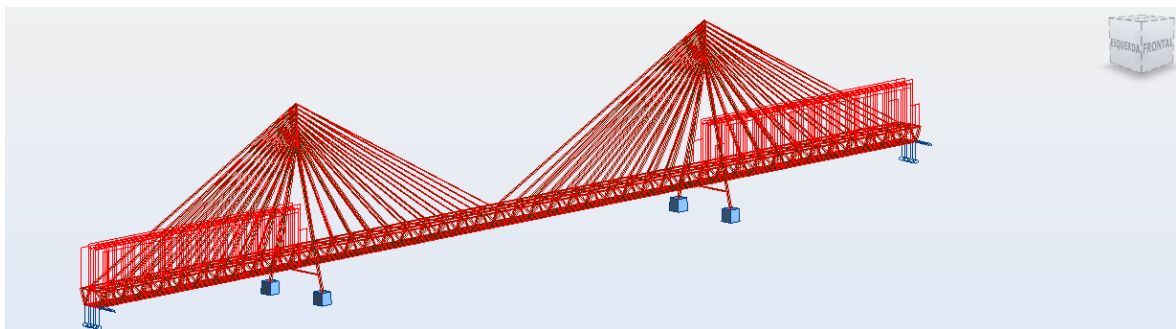


Figura 279 - Caso de carga em que produz a maior deformada no vão lateral

A configuração da deformada máxima global da estrutura no vão lateral produzida pelo caso de carga da figura 279 está apresentada na figura 280.

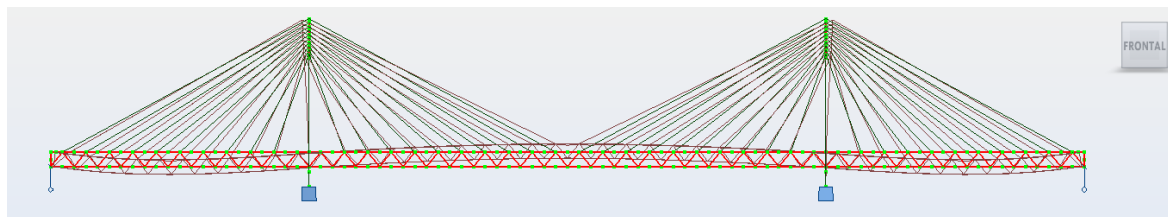


Figura 280 - Configuração da deformada máxima global da estrutura no vão lateral causada pelas sobrecargas em simultâneo LM1 (Base) com LM71 (Secundária)

Efetuada apenas análise do tabuleiro, verificou-se que a deformada máxima para o caso de carga mais desfavorável no vão central, ilustrado na figura 281, é de 23,1 cm.

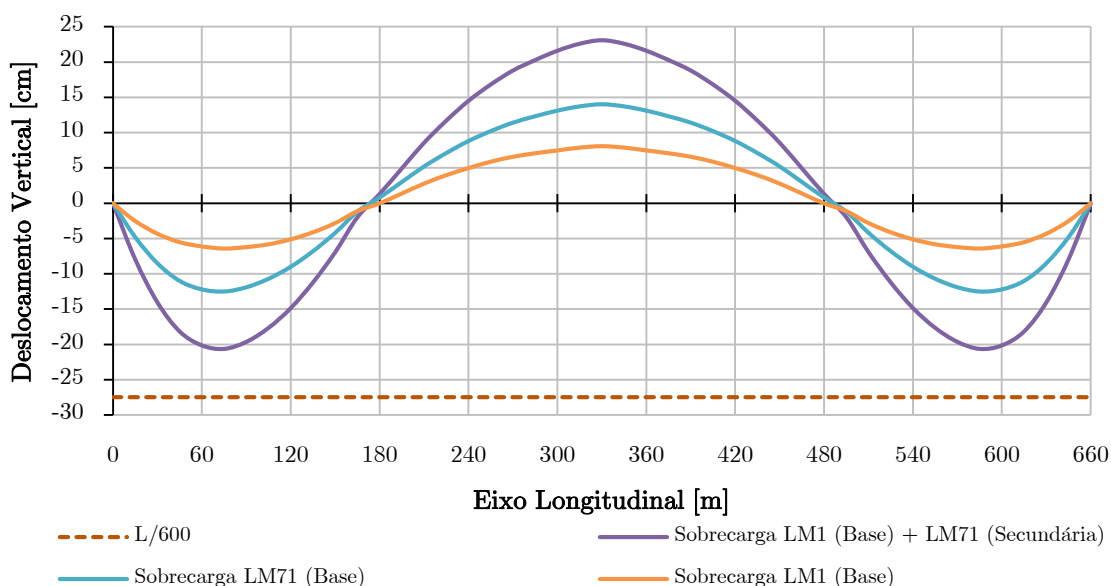


Figura 281 - Configuração da deformada máxima global do tabuleiro no vão lateral causada pelas sobrecargas para as combinações frequentes

A deformação máxima verificada na zona do vão central do tabuleiro, para a combinação frequente das sobrecargas consideradas, corresponde a uma relação de $L/\delta = 714$, menor que $L/\delta = 600$. Assim considera-se que fica verificado o estado limite de deformação e o critério de conforto na categoria de muito bom.

7.3.3 Verificação dos Estados Limites Últimos

7.3.3.1 ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Principais Rodoviárias

Esforços de Cálculo

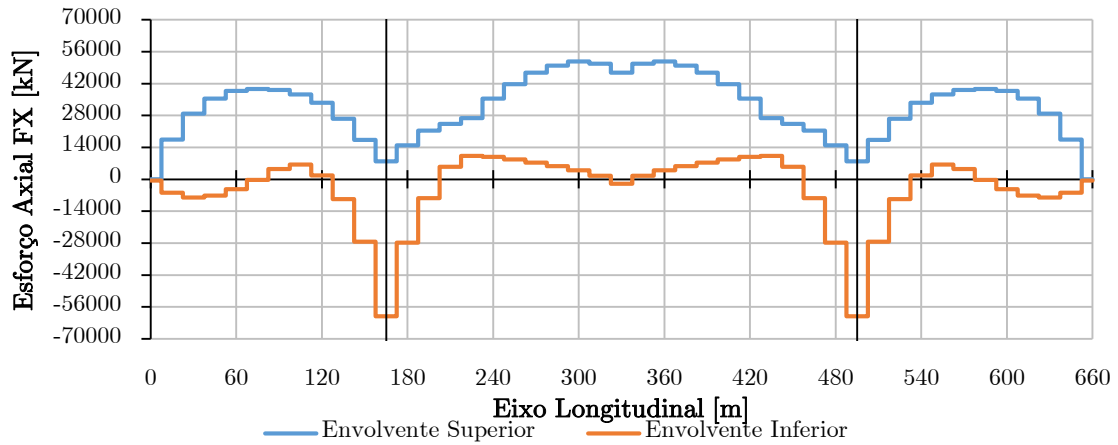


Figura 282 - Diagrama de esforços axiais Fx atuantes para as combinações ELU da corda superior

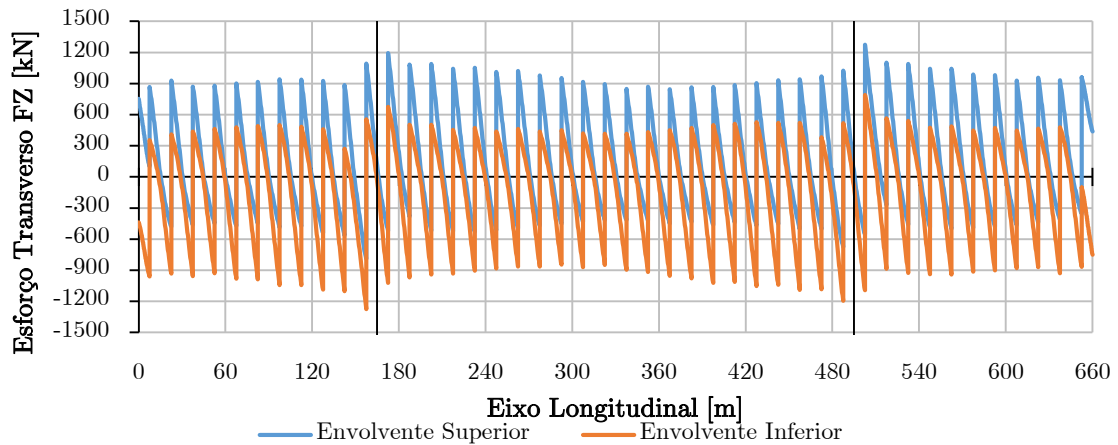


Figura 283 - Diagrama de esforços transversos Fz atuantes para as combinações ELU da corda superior

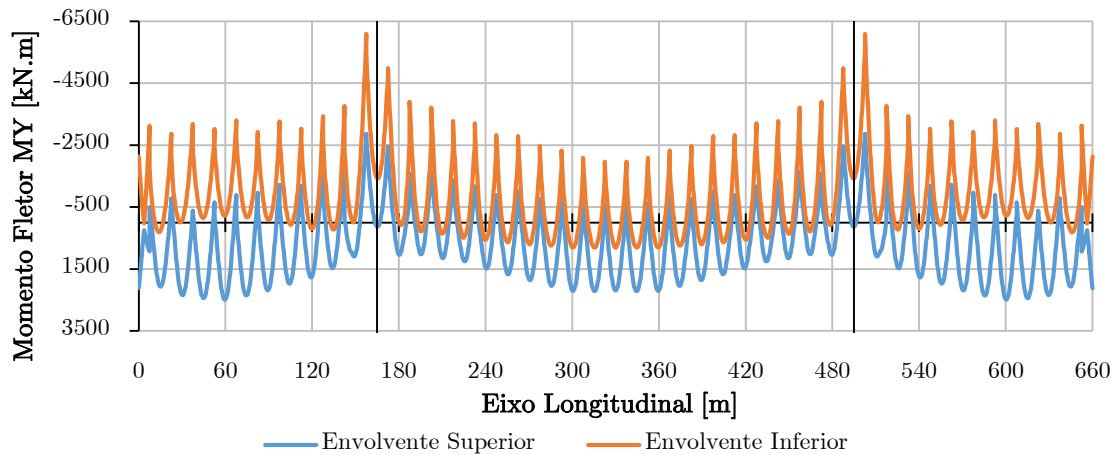


Figura 284 - Diagrama dos momentos fletores My atuantes para as combinações ELU da corda superior

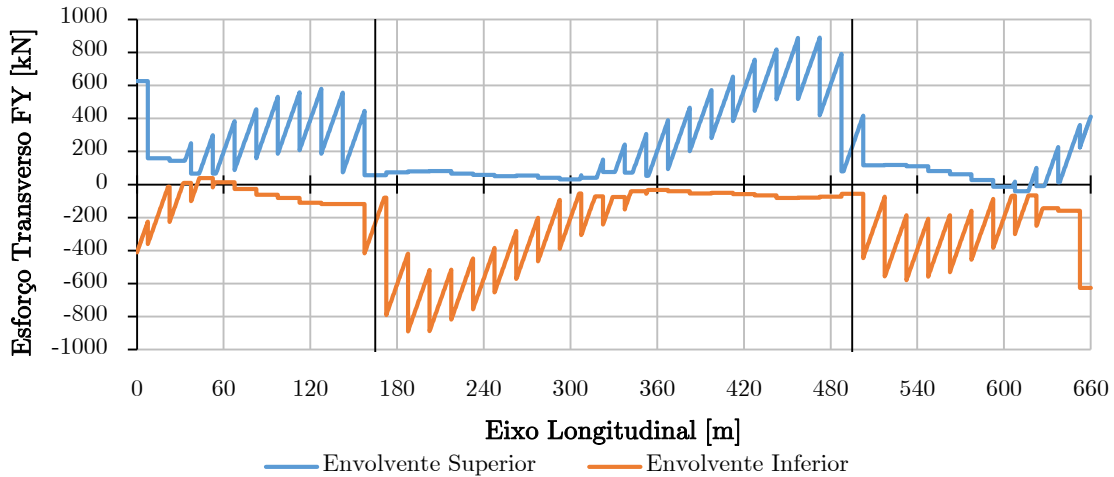


Figura 285 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes para as combinações ELU da corda superior

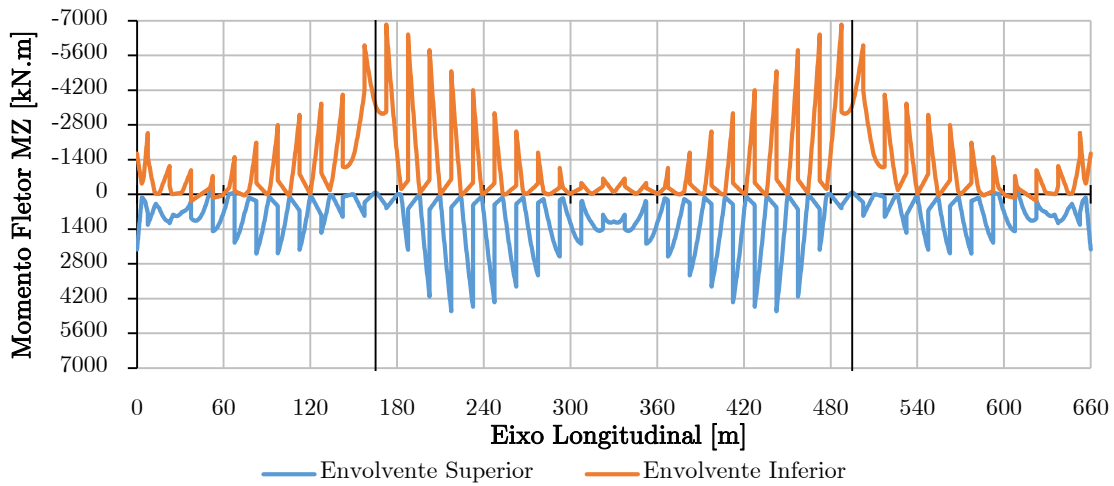


Figura 286 - Diagrama de esforços Momentos fletores M_z para as combinações ELU da corda superior

Verificação da Resistência das Secções transversais

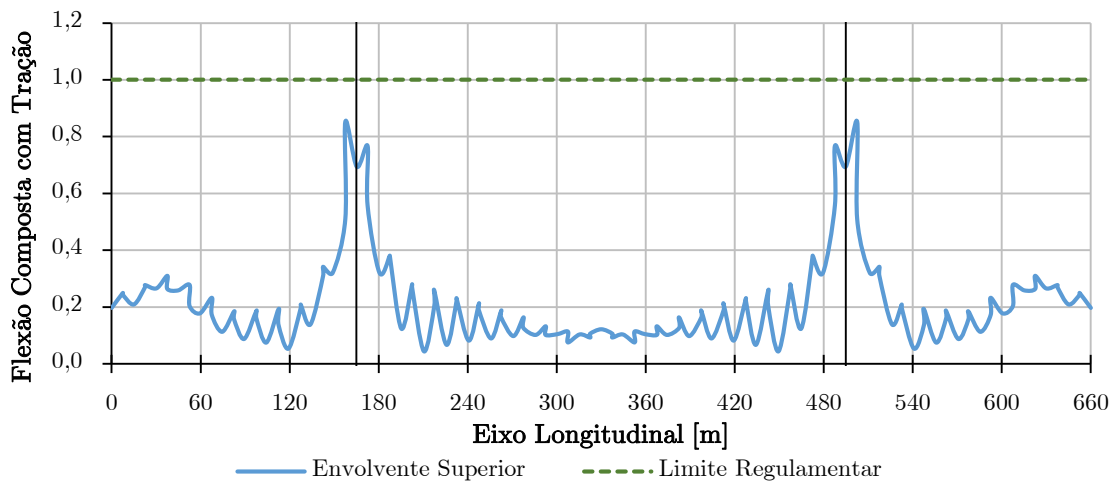


Figura 287 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração para as combinações ELU da corda superior

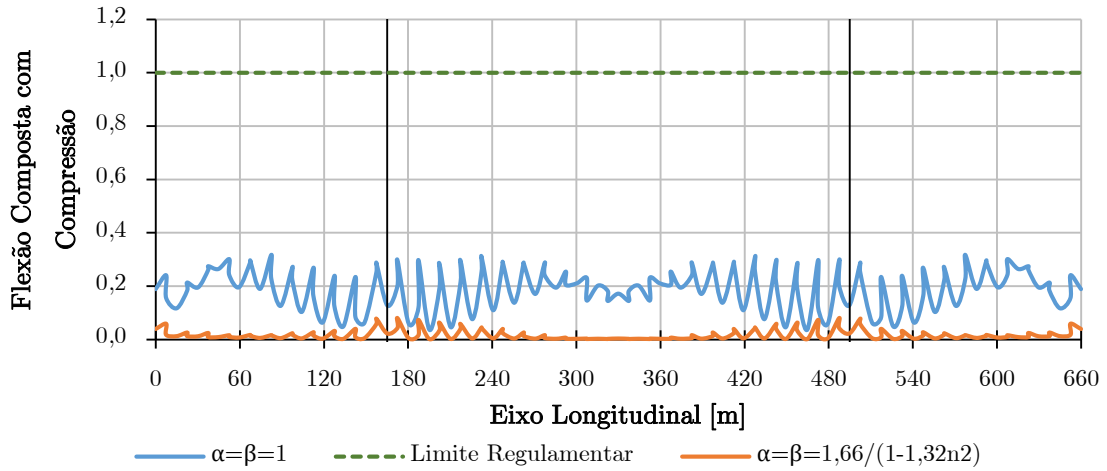


Figura 288 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão para as combinações ELU da corda superior

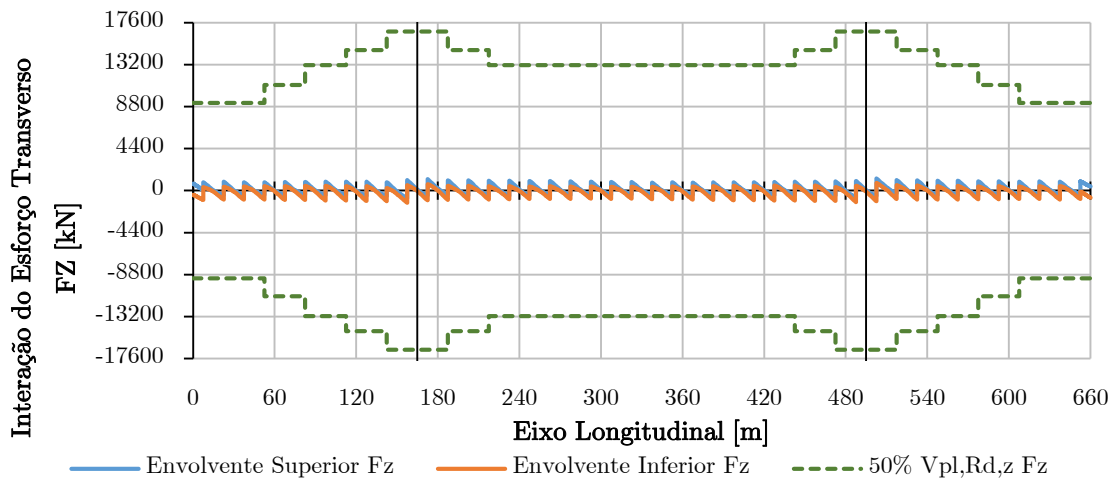


Figura 289 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal Fz para as combinações ELU da corda superior

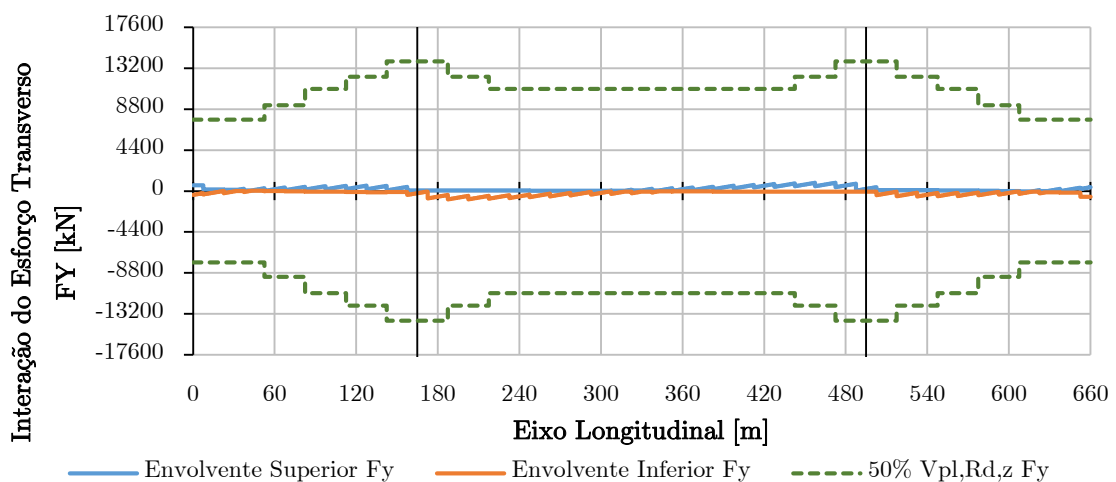


Figura 290 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal Fy para as combinações ELU da corda superior

Verificação da Resistência dos Elementos à Encurvadura

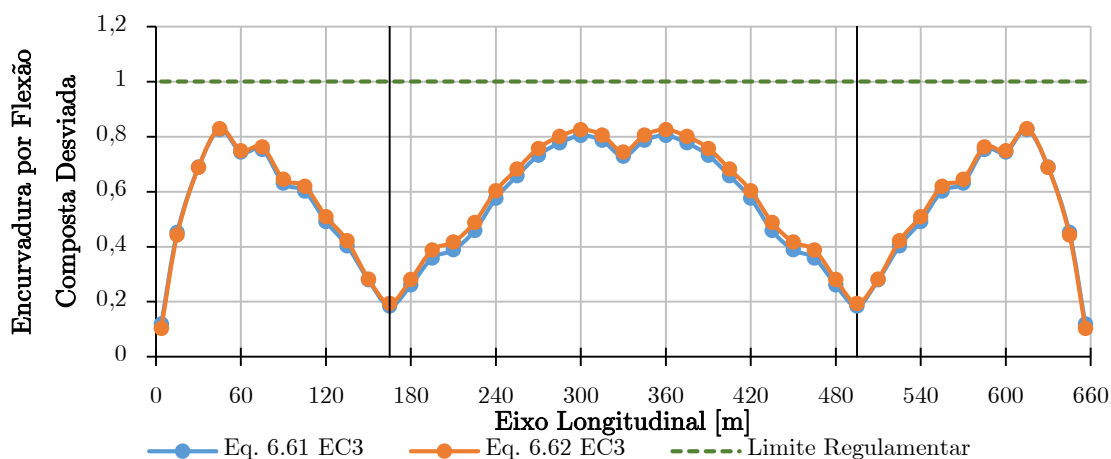


Figura 291 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão para as combinações ELU da corda superior

Na verificação dos elementos à flexão composta com esforço axial de tração, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual a 0,85 e 0,77 nas secções próximas das torres, devido essencialmente aos elevados esforços de tração evidenciados nessas secções. No caso dos elementos submetidos à flexão composta com esforço axial de compressão, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual a 0,3 nas secções próximas das torres para expoentes $\alpha = \beta = 1$ (mais conservativo). No caso de os expoentes tomarem o valor de $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,33n^2}$, a relação máxima diminui para 0,078 (menos conservativo). Apesar dos esforços de compressão no vão central serem os máximos no valor de $N = 51760 \text{ kN}$ face aos esforços nas secções próximas nas torres de $N = 7880 \text{ kN}$, as secções a meio vão não evidenciaram serem condicionantes nesta verificação, porque os momentos máximos estão localizados nas secções próximas das torres com um valor máximo de $M = -6100 \text{ kN.m}$, enquanto nas secções no vão central os momentos tomam o valor de $M = -3279 \text{ kN.m}$. Disto resultou que, globalmente a verificação à flexão composta com esforço axial de compressão deu mais ou menos valores contantes nas secções ao longo do tabuleiro. No que concerne a verificação da interação da flexão com o esforço transversal, o valor plástico resistente $0,5V_{pl,Rd}$ é muito superior ao valor atuante V_{Ed} no eixo z e y, logo por conseguinte não foi necessário diminuir a tensão de cedência do aço devido ao esforço transversal. Para a verificação da estabilidade dos elementos à flexão composta com compressão, pode-se observar que as secções críticas estão localizadas a meio do vão central e a 1/3 de distância nos encontros da ponte no vão lateral. Os valores máximos obtidos das

relações foram iguais a 0,82 para o vão central e 0,82 para o vão lateral. Como se pode observar no diagrama da verificação da encurvadura, a variação do efeito da encurvadura é idêntica à variação dos esforços axiais de compressão. Isso quer dizer que a contribuição dos valores dos momentos fletores é pouco influente face aos valores dos esforços axiais de compressão. De facto a contribuição dos esforços axiais de compressão para a encurvadura são muito superiores aos esforços dos momentos fletores. Sendo assim, ficam verificados todos os valores das resistências das secções transversais e da encurvadura, resultantes das várias combinações de cálculo para o ELU na corda superior.

7.3.3.2 ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Secundárias Rodoviárias

Esforços de Cálculo

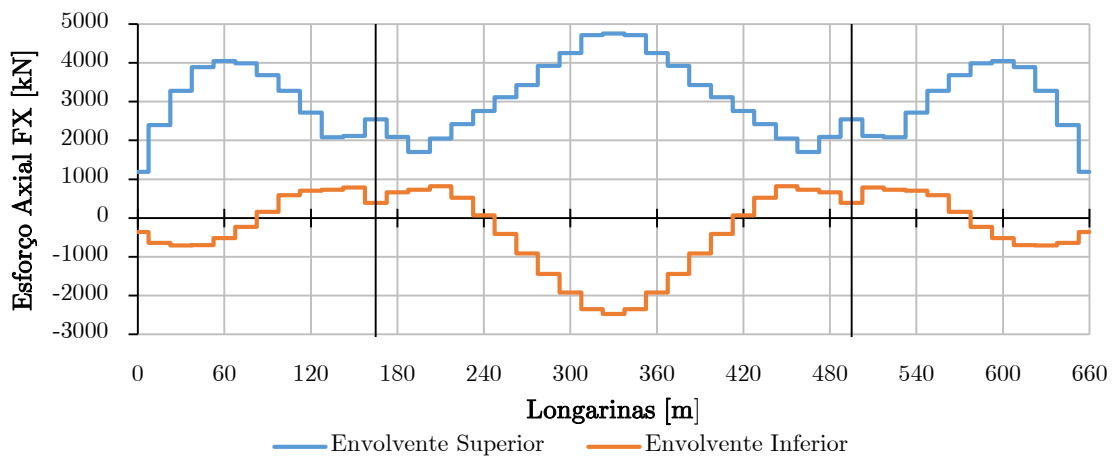


Figura 292 - Diagrama de esforços axiais Fx atuantes para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária

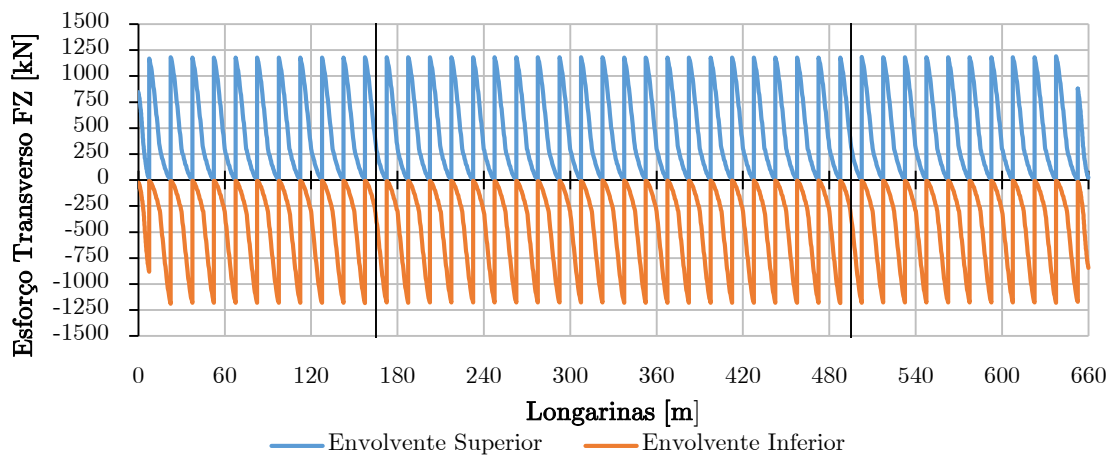


Figura 293 - Diagrama de esforços transversos Fz atuantes para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária

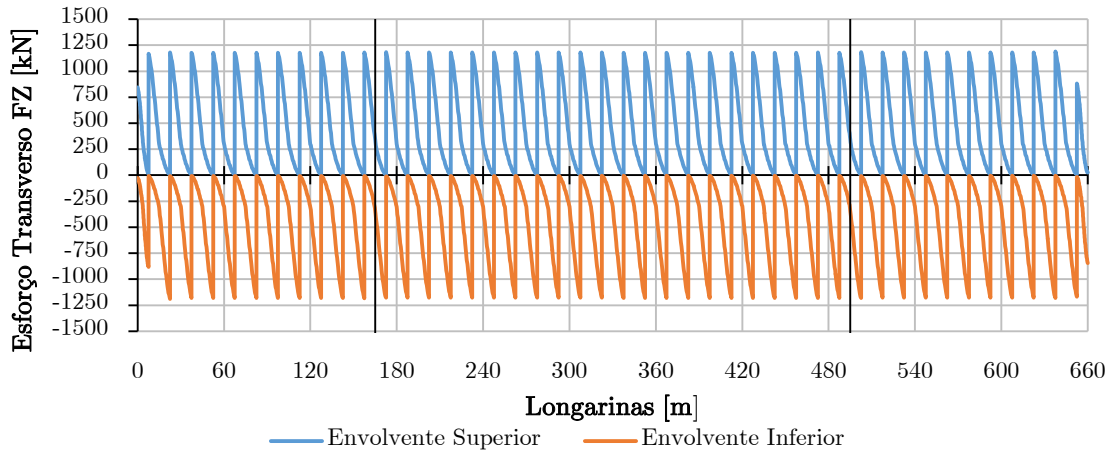


Figura 294 - Diagrama dos momentos fletores M_y atuantes para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária

Resistência das Secções transversais

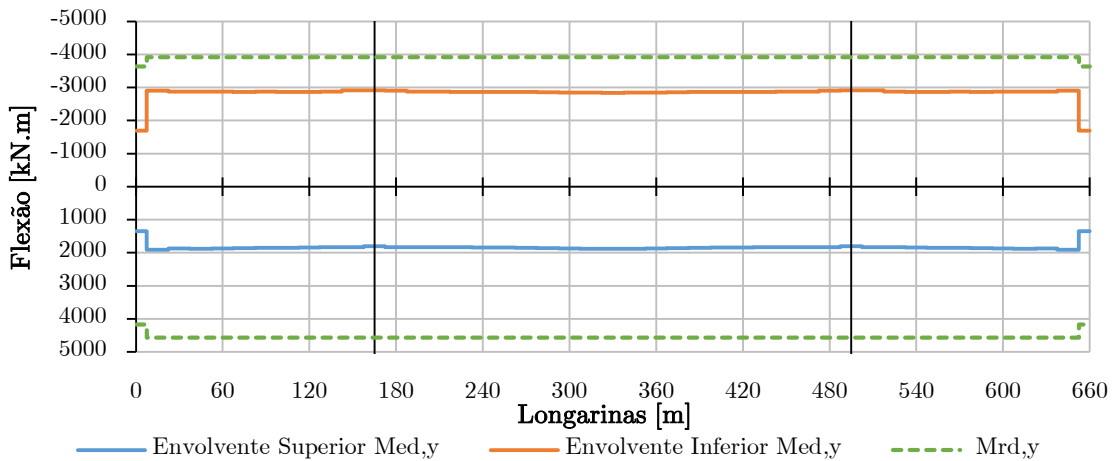


Figura 295 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão positiva e negativa M_y para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária

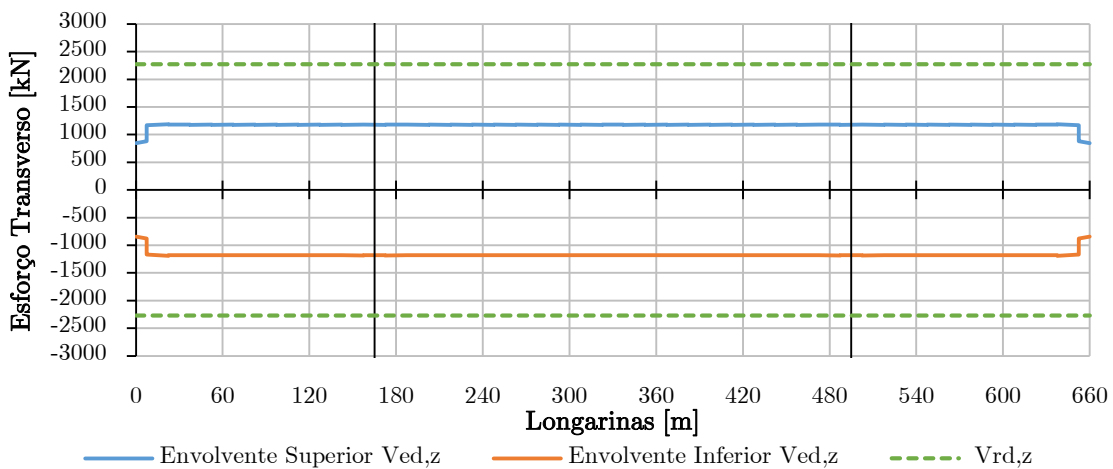


Figura 296 - Verificação da resistência das secções transversais ao esforço transverso F_z para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária

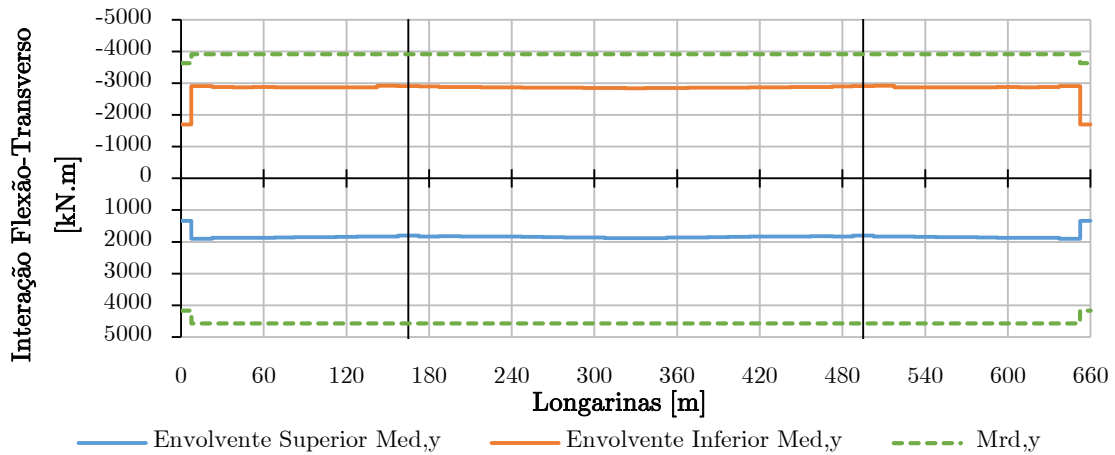


Figura 297 - Verificação da resistência das secções transversais à interação flexão-transverso as combinações ELU na longarina secundária ferroviária n.º2

Resistência dos Elementos à Encurvadura Lateral

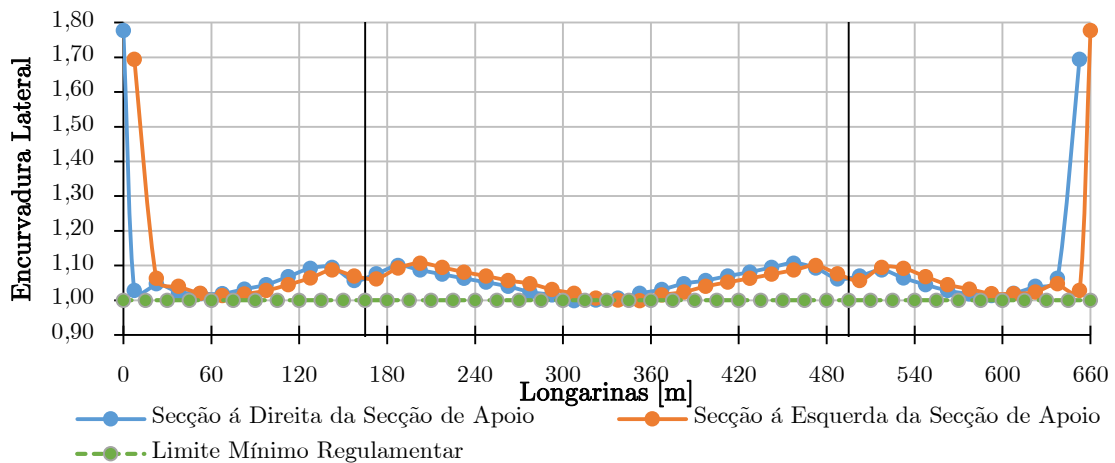


Figura 298 - Verificação da resistência à encurvadura lateral para as combinações ELU na longarina secundária rodoviária

Como se observa, os valores dos momentos fletores atuantes são globalmente mais estáveis do que em relação à corda superior do tabuleiro, porque as longarinas secundárias estão ligadas às carlingas e não aos tirantes como é o caso das cordas. Assim, os momentos plásticos resistentes em torno do eixo yy , tomaram o valor no caso dos momentos positivos de $M = 4568,8 \text{ kN.m}$ para um momento atuante de $M = 1906,2 \text{ kN.m}$ ao longo do tabuleiro, enquanto o momento fletor máximo negativo tomou o valor de $M = -3921,8 \text{ kN.m}$ para um momento atuante de $M = -2918,25 \text{ kN.m}$.

No que concerne à verificação do esforço transversal, o valor plástico resistente $V_{pl,Rd}$ foi superior ao valor atuante V_{Ed} no eixo z , sendo que existiu a necessidade de diminuir a tensão

de cedência do aço na alma da viga mista ao longo do vão do tabuleiro porque a relação máxima entre valor atuante e resistente foi superior a $0,5_{V_{pl,Rd}}$, no valor máximo de 0,524. Assim, existiu a necessidade de ter em linha de conta a interação momento fletor-transverso, em que se recalculou de novo o momento máximo negativo, que tomou o valor de $M = -3919,5 \text{ kN.m}$. Na verificação da estabilidade lateral das secções à flexão composta com esforço axial de compressão, observou-se que as secções críticas estão localizadas nas secções próximas do meio vão do vão central e a meio vão do vão lateral do tabuleiro. Os valores mínimos obtidos da relação regulamentar apresentaram o valor de 0,999.

A resistência à encurvadura lateral na secção do vão aos 307,5 metros não foi verificada, tendo-se registado na equação um valor igual a 0,999 (inferior a 1) o que corresponde a uma diferença relativa de 0,058% face a 1. Perante esse erro optou-se por não aumentar a resistência da longarina porque a diferença relativa é bastante pequena, considerando satisfeita a verificação de segurança. No presente caso o esforço axial crítico das secções nas secções a meio vão do tramo central tomaram um valor de $N_{CR} = 1148022 \text{ kN}$ e um $M_{CR} = -20084 \text{ kN.m}$. Assim, constata-se que a variação da encurvadura é “simétrica” ao diagrama dos esforços axiais, no sentido em que, como os momentos fletores são praticamente constantes ao longo do tabuleiro, onde existem esforços máximos de compressão a onde se localiza a relação mínima da encurvadura, enquanto que onde se localizam os esforços mínimos axiais a onde se localiza a relação máxima da encurvadura.

7.3.3.3 ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Principais Ferroviárias

Esforços de Cálculo

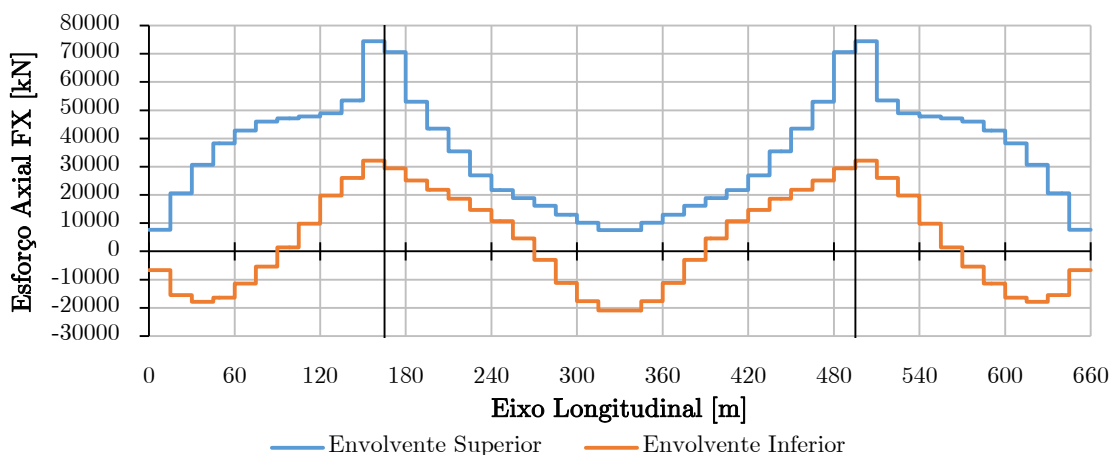


Figura 299 - Diagrama de esforços axiais Fx atuantes para as combinações ELU na corda inferior

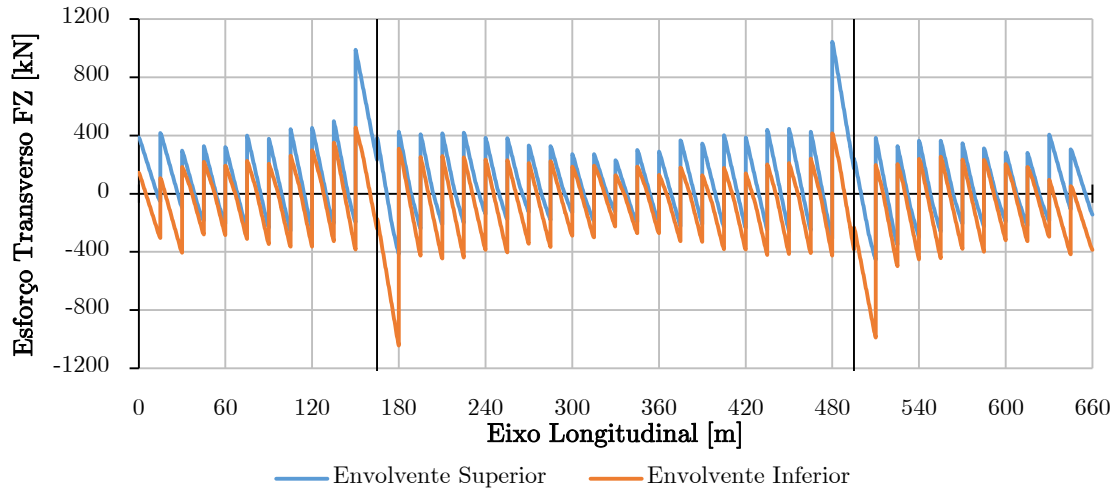


Figura 300 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes para as combinações ELU na corda inferior

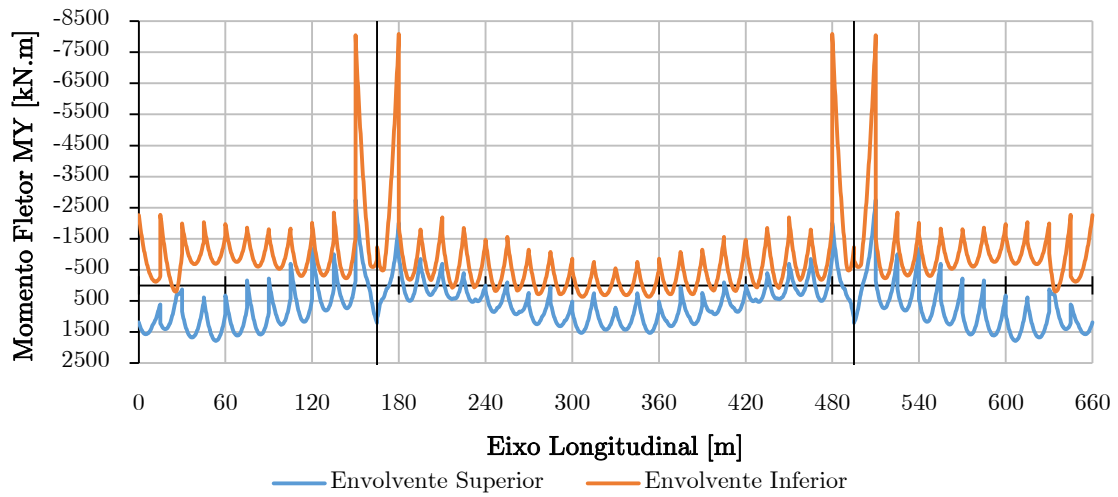


Figura 301 - Diagrama de esforços momentos fletor M_y atuantes para as combinações ELU na corda inferior

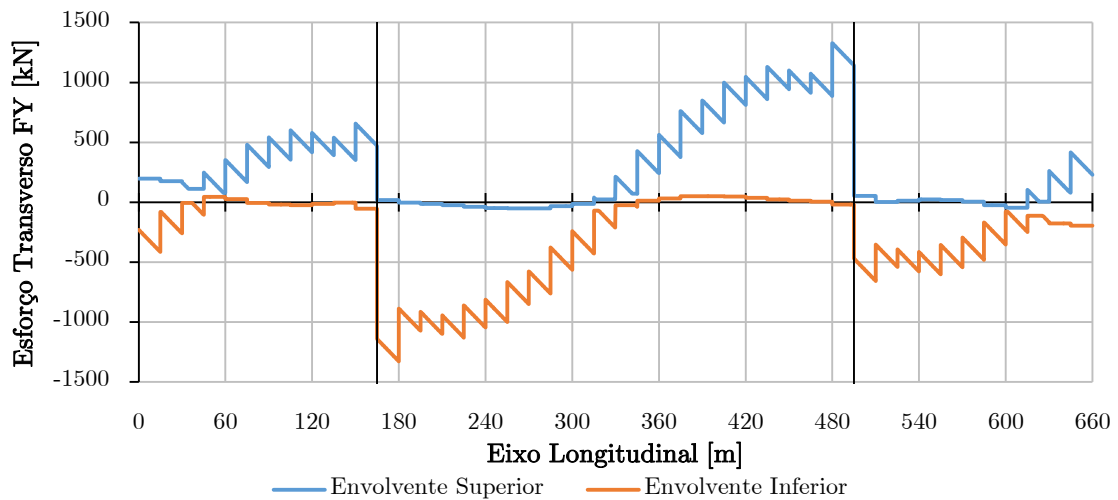


Figura 302 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes para as combinações ELU na corda inferior

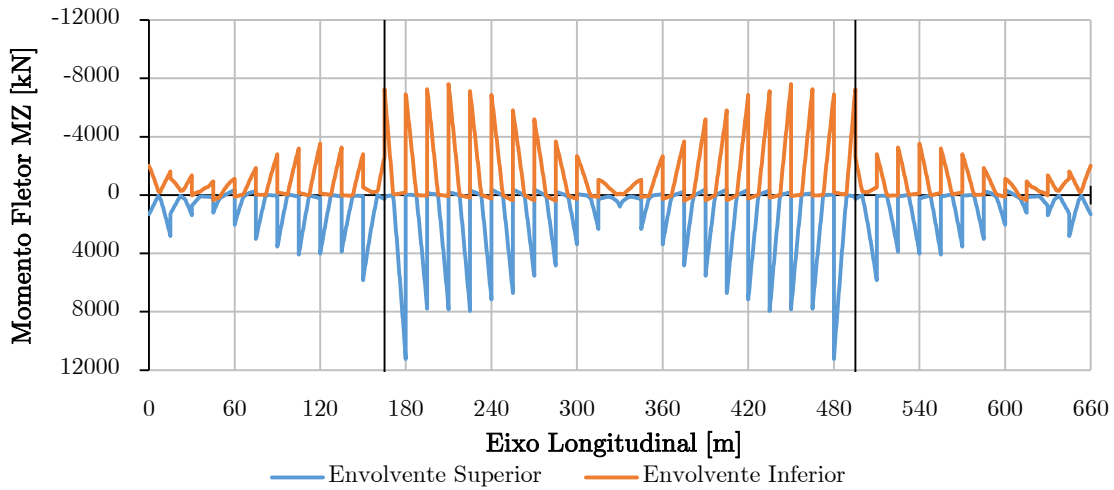


Figura 303 - Diagrama de esforços momentos fletores Mz atuantes para as combinações ELU na corda inferior

Resistência das Secções transversais

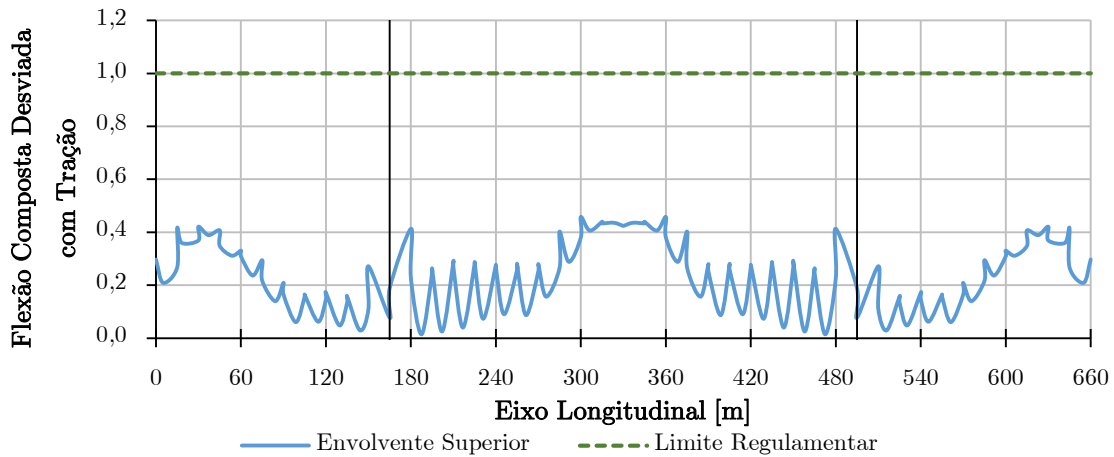


Figura 304 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração para as combinações ELU na corda inferior

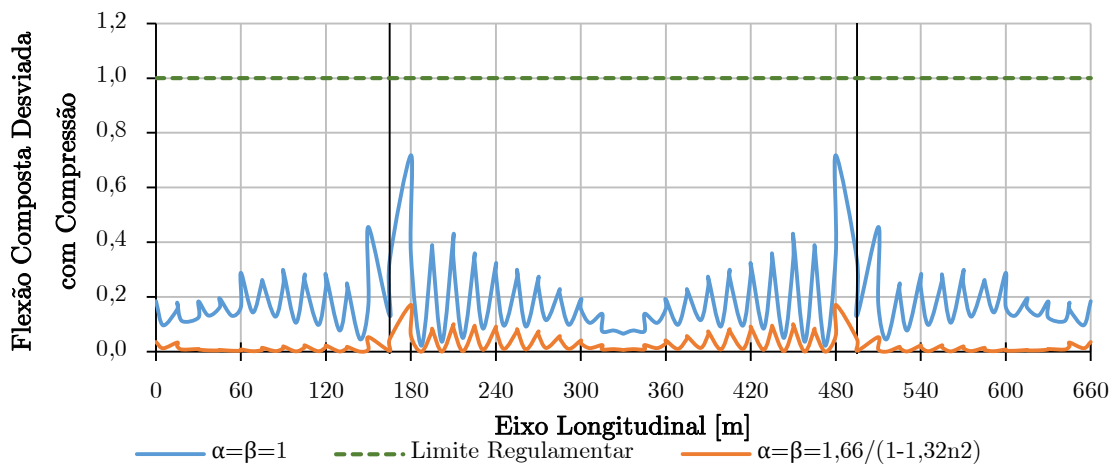


Figura 305 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão para as combinações ELU na corda inferior

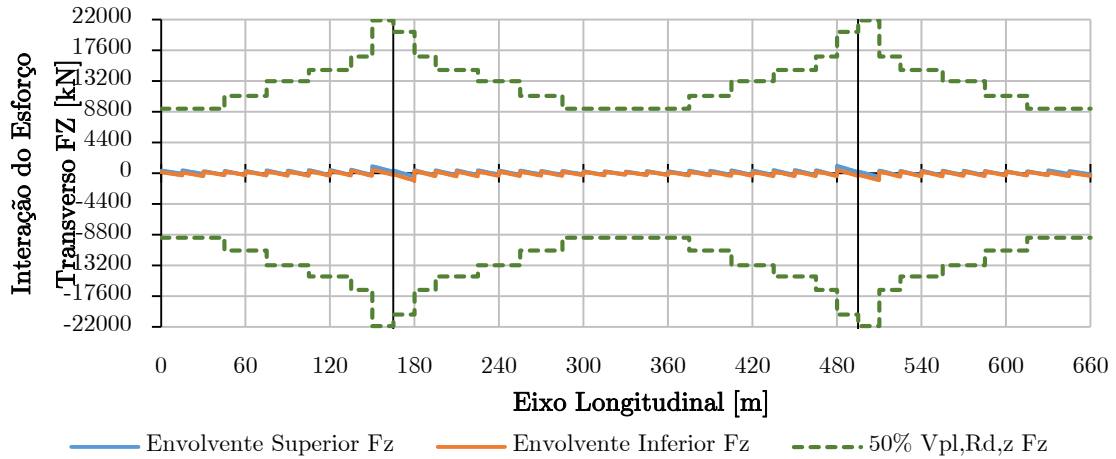


Figura 306 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_z para as combinações ELU na corda inferior

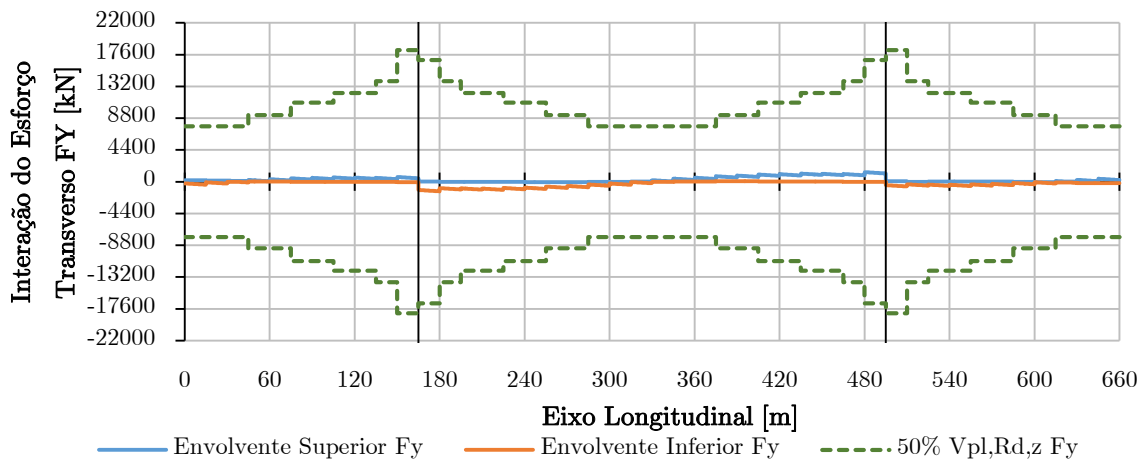


Figura 307 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_y para as combinações ELU na corda inferior

Resistência dos Elementos à Encurvadura

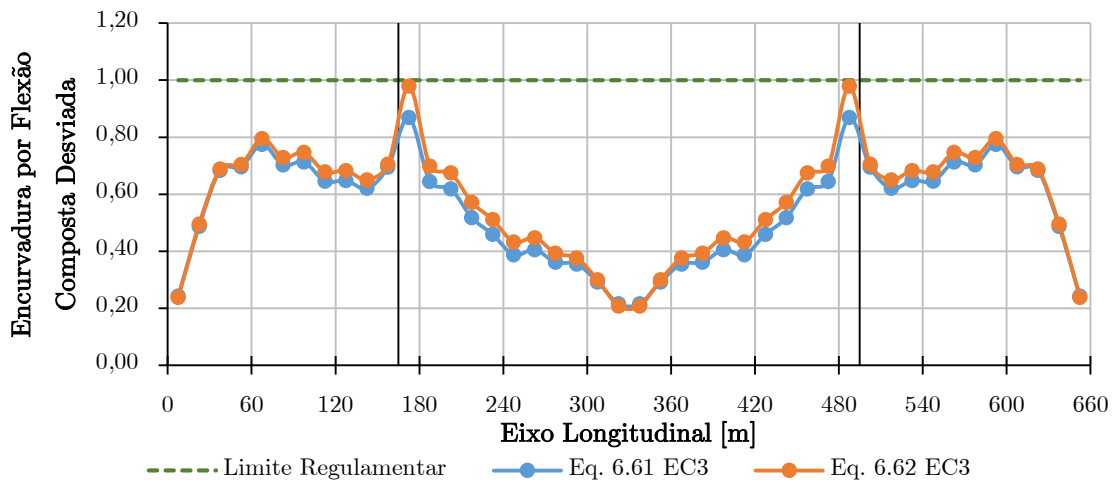


Figura 308 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão para as combinações ELU na corda inferior

Na verificação dos elementos à flexão composta com esforço axial de tração, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual a 0,42 no vão lateral e de 0,46 no vão central, devido essencialmente aos elevados esforços de tração evidenciados nessas secções. No caso dos elementos submetidos à flexão composta com esforço axial de compressão, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual a 0,718 nas secções próximas das torres para expoentes $\alpha = \beta = 1$ (mais conservativo). No caso de os expoentes tomarem o valor de $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,33n^2}$, a relação máxima diminui para 0,171 na mesma secção (menos conservativo).

Ao contrário do que acontece na corda superior, na corda inferior os esforços de compressão máximos estão localizados nas secções próximas das torres com um valor de $N = 74403 \text{ kN}$, onde também estão localizados os valores máximos dos momentos fletores $M = -8048 \text{ kN.m}$. Como ambos os dois tipos de esforços (axiais e momentos fletores) têm uma variação aproximada ao longo do tabuleiro, na verificação à flexão composta com esforço axial de compressão, a variação global resultante na verificação foi a mesma (mínimo a meio-vão do vão central e máximo nas secções próximas das torres).

No que concerne à verificação da interação da flexão com o esforço transversal, o resultado da verificação foi quase idêntico ao das cordas superiores, em que, o valor plástico resistente $0,5V_{pl,Rd}$ é muito superior ao valor atuante V_{Ed} no eixo z e y, logo por conseguinte não foi necessário diminuir a tensão de cedência do aço devido ao esforço transversal.

No que diz respeito à verificação da estabilidade dos elementos à flexão composta com compressão, observa-se que as secções críticas estão localizadas a 1/3 de distância nos encontros da ponte no vão lateral e nas secções próximas das torres. Os valores máximos obtidos das relações foram iguais a 0,98 para o vão central e 0,80 para o vão lateral. No diagrama da verificação da encurvadura, a variação do efeito da encurvadura é idêntica à variação dos esforços axiais de compressão, como acontece também nas cordas superiores. Isso justifica-se pelo facto da pouca influência da contribuição dos valores dos momentos fletores face aos valores dos esforços axiais de compressão. Sendo assim, ficam verificados todos os valores das resistências das secções transversais e da encurvadura, resultantes das várias combinações de cálculo para o ELU na corda inferior.

7.3.3.4 ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Secundárias Ferroviárias nº1

Esforços de Cálculo

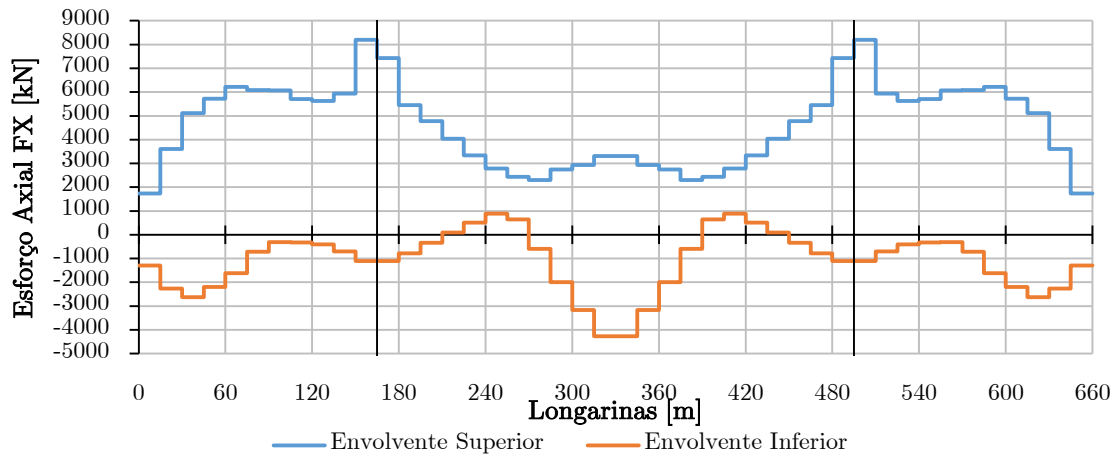


Figura 309 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1

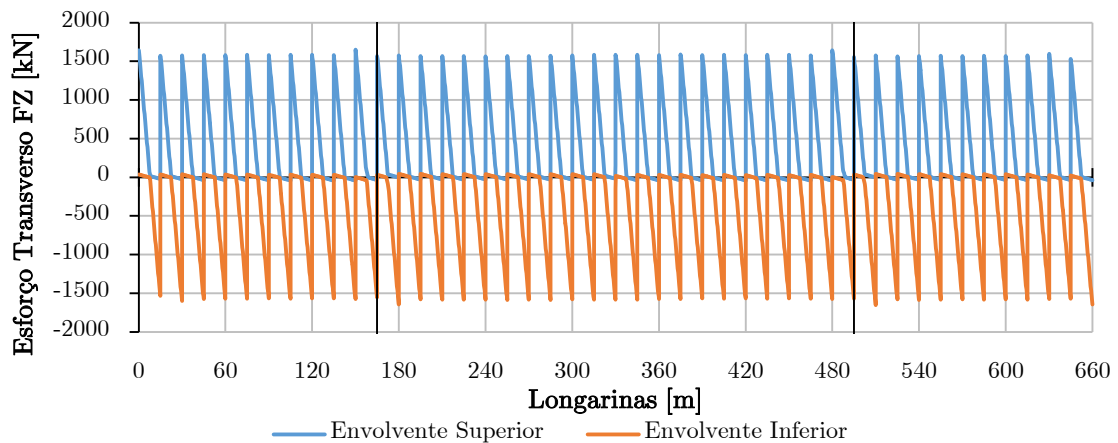


Figura 310 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1

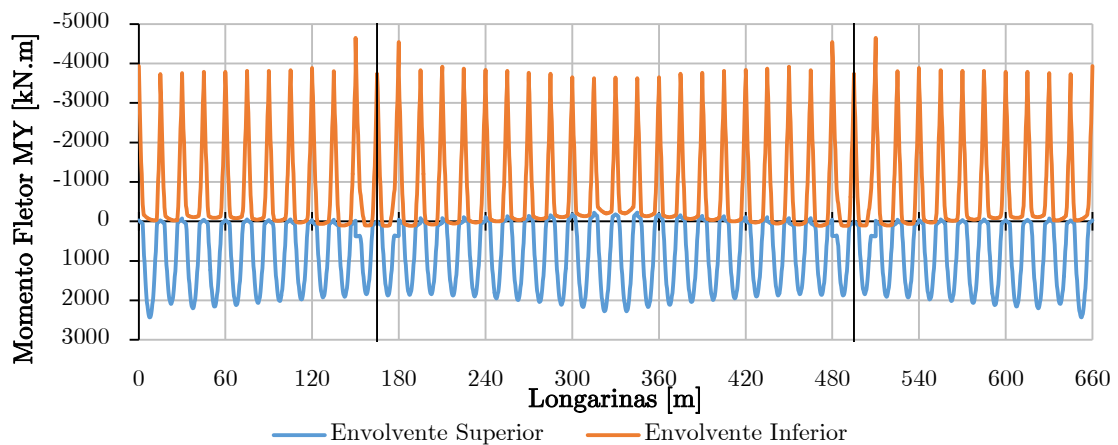


Figura 311 - Diagrama dos momentos fletores M_y atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1

Resistência das Secções transversais

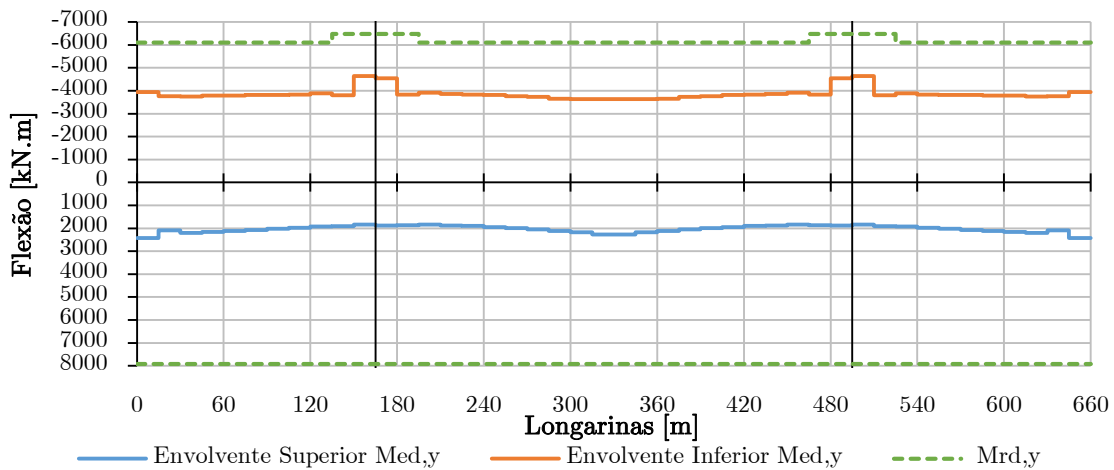


Figura 312 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão positiva e negativa M_y para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1

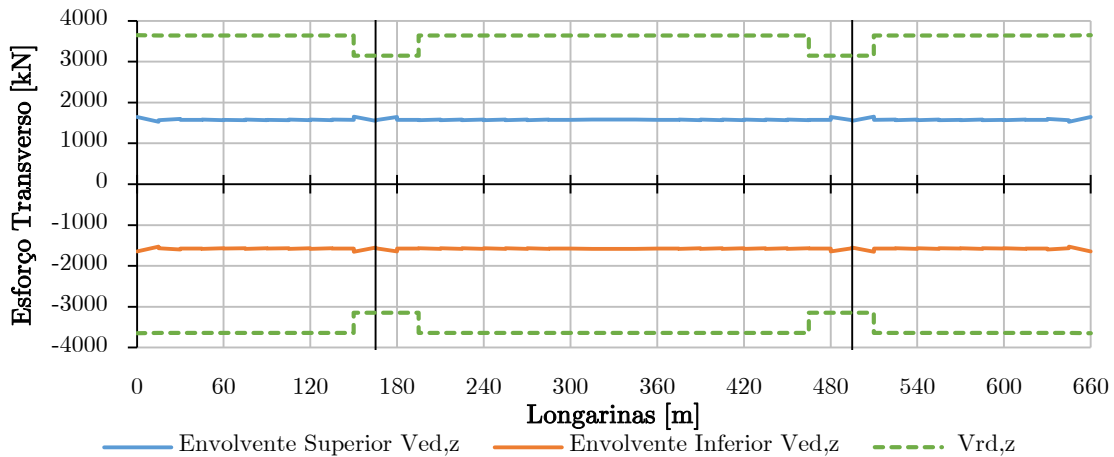


Figura 313 - Verificação da resistência das secções transversais ao esforço transverso F_z para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1

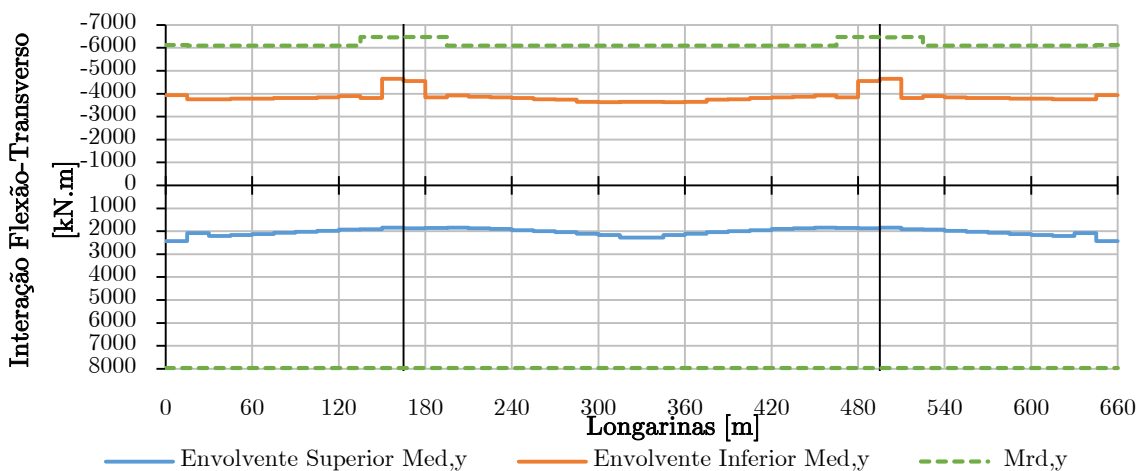


Figura 314 - Verificação da resistência das secções transversais à interação flexão-transverso as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1

Resistência dos Elementos à Encurvadura Lateral

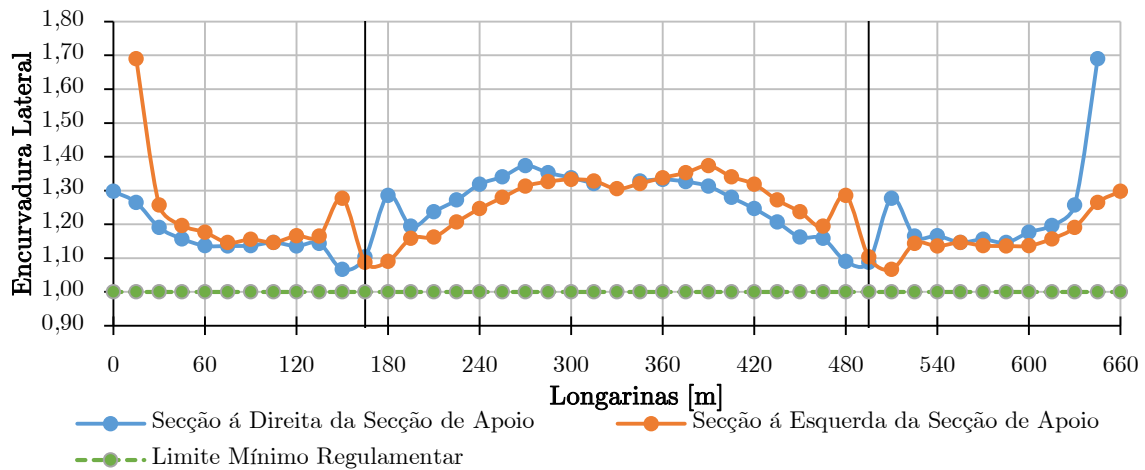


Figura 315 - Verificação da resistência à encurvadura lateral para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº1

Para verificação da resistência das secções mistas à flexão, foi necessário ter em consideração a variação dos momentos fletores atuantes ao longo do tabuleiro. Como se observa os valores dos momentos fletores atuantes são globalmente mais estáveis do que em relação por exemplo à corda inferior do tabuleiro, sofrendo um ligeiro aumento nas secções próximas das torres. Esse facto seria expectável já que as longarinas secundárias estão ligadas às carlingas e não aos tirantes como é o caso das cordas. Assim foi necessário ter em consideração o “pico” dos momentos fletores negativos nas secções próximas das torres, em que foi controlado pelo aumento das armaduras na laje de betão, mantendo a mesma secção metálica. Assim, os momentos plásticos resistentes em torno do eixo yy , tomaram o valor no caso dos momentos positivos de $M = 7914,1 \text{ kN.m}$ ao longo do tabuleiro, enquanto o momento fletor máximo negativo tomou o valor de $M = -6094,6 \text{ kN.m}$ ao longo do tabuleiro, com exceção nas secções próximas das torres no valor de $M = -6477,1 \text{ kN.m}$. No que concerne à verificação do esforço transversal, o valor plástico resistente $V_{pl,Rd}$ foi superior ao valor atuante V_{Ed} no eixo z , sendo que existiu a necessidade de diminuir a tensão de cedência do aço na alma da viga mista nas secções próximas das torres porque a relação máxima entre valor atuante e resistente foi superior a $0,5V_{pl,Rd}$, no valor máximo de 0,525. Assim, teve-se de ter em linha de conta a interação momento fletor-transverso, em que se recalculou de novo o momento máximo negativo, que tomou o valor de $M = -6467,1 \text{ kN.m}$. Na verificação da estabilidade lateral das secções à flexão composta com esforço axial de compressão, observou-se que as secções críticas estão localizadas nas secções próximas das

torres. Os valores mínimos obtidos da relação regulamentar foi de 1,066, superior ao mínimo exigido. No presente caso o esforço axial crítico das secções nas extremidade tomou o valor de $N_{CR} = 1071397 \text{ kN}$ ao longo do tabuleiro, e um $M_{CR} = -42268,3 \text{ kN.m}$ nas secções próximas das torres e de $M_{CR} = -57133,8 \text{ kN.m}$ nas secções restantes do tabuleiro. Pela análise do diagrama da verificação à encurvadura lateral, a variação da encurvadura é “simétrica” ao diagrama dos esforços axiais, no sentido em que, como os momentos flectores são praticamente constantes ao longo do tabuleiro, onde existem esforços máximos de compressão é onde se localiza a relação mínima da encurvadura, enquanto que onde se localizam os esforços mínimos axiais é onde se localiza a relação máxima da encurvadura.

7.3.3.5 ELU de Resistência e Instabilidade das Longarinas Secundárias Ferroviárias nº2

Esforços de Cálculo

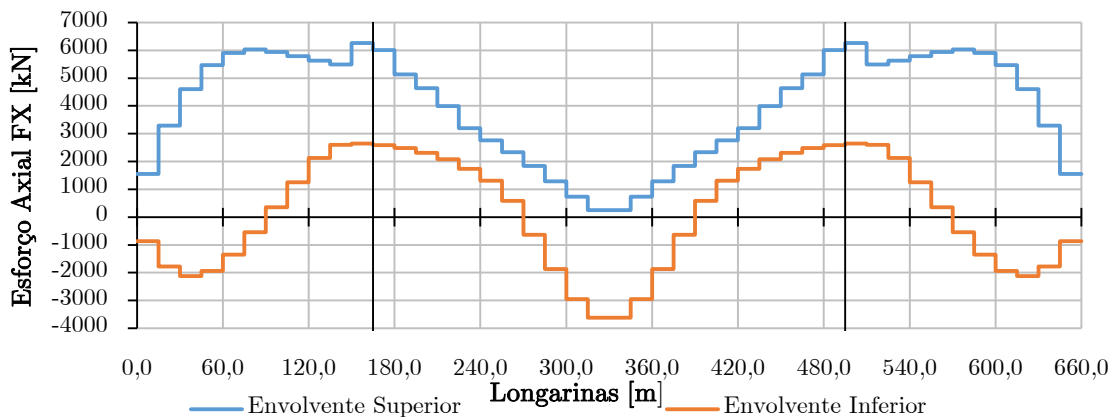


Figura 316 - Diagrama de esforços axiais Fx atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2

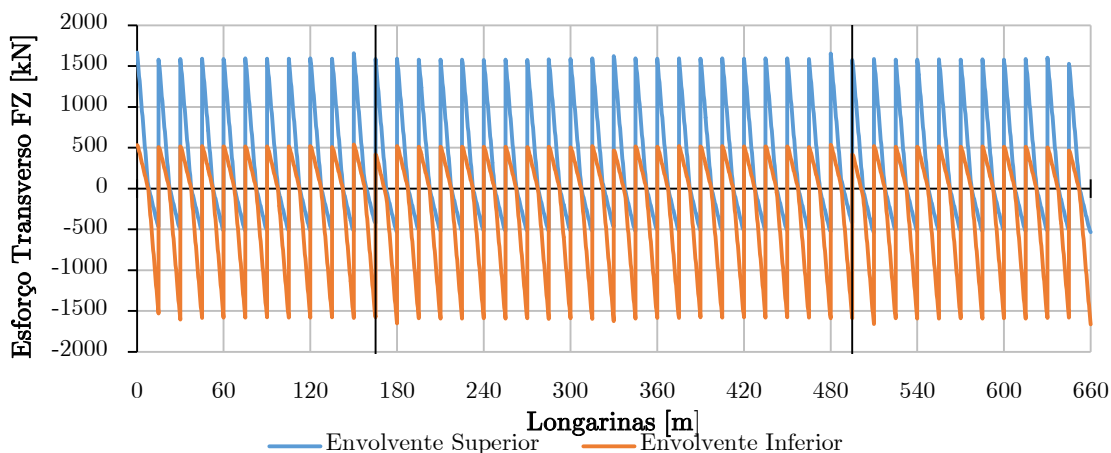


Figura 317 - Diagrama de esforços transversos Fz atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2

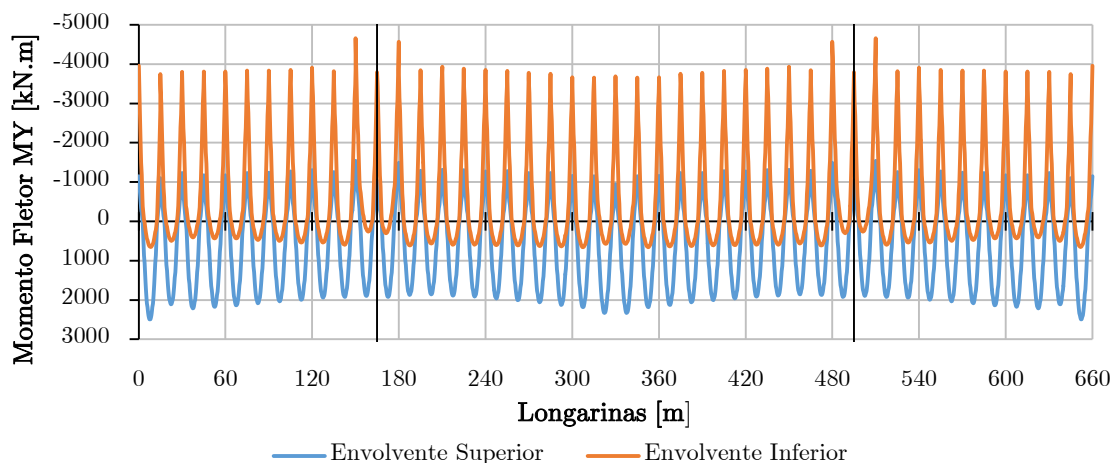


Figura 318 - Diagrama dos momentos fletores M_y atuantes para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2

Resistência das Secções transversais

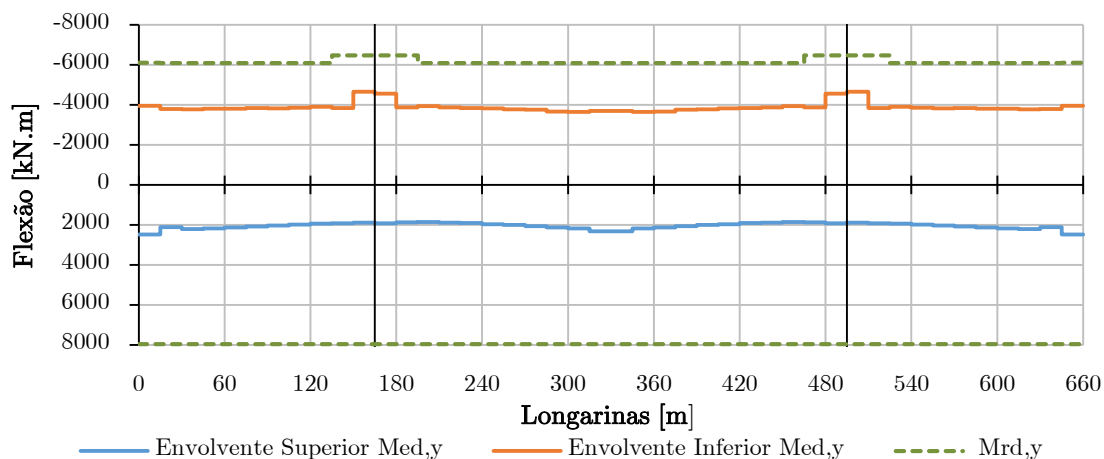


Figura 319 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão positiva e negativa M_y para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2

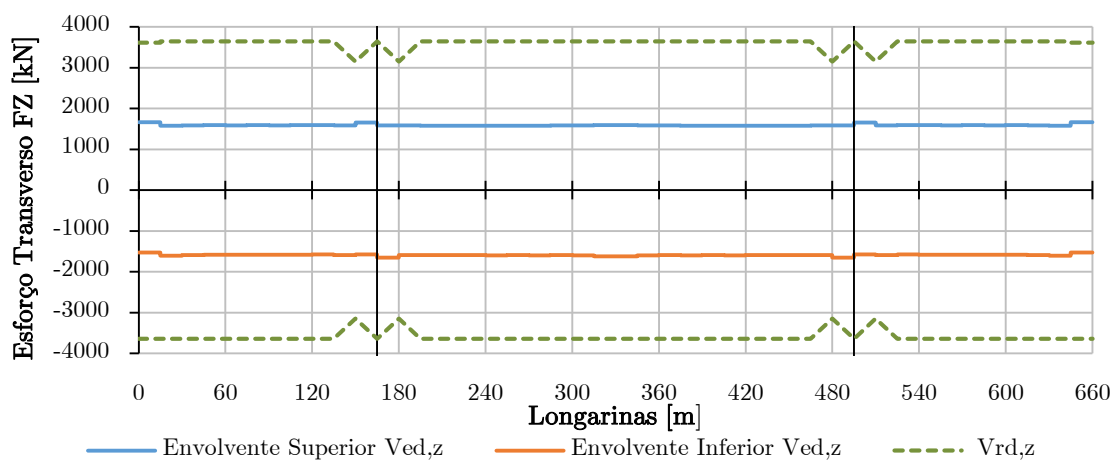


Figura 320 - Verificação da resistência das secções transversais ao esforço transverso F_z para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2

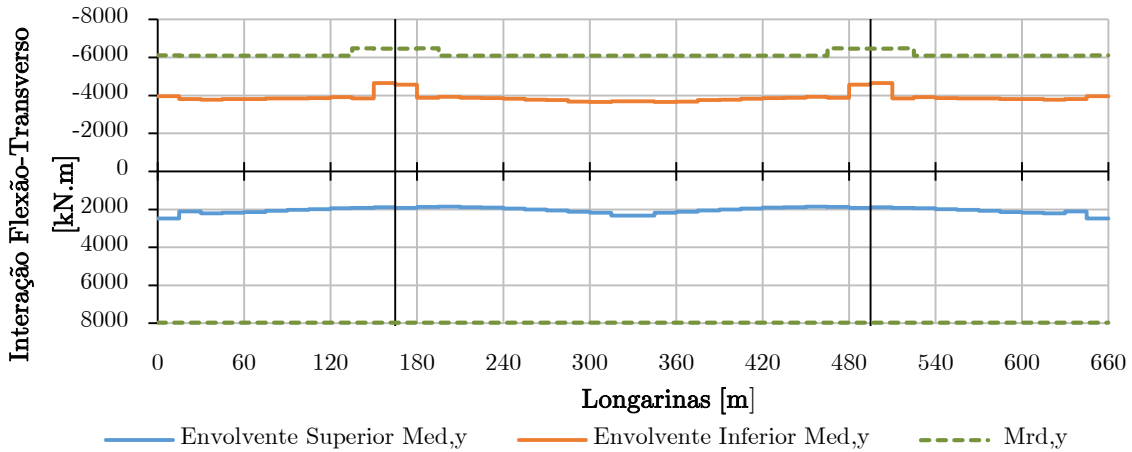


Figura 321 - Verificação da resistência das secções transversais à interação flexão-transverso as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2

Resistência dos Elementos à Encurvadura Lateral

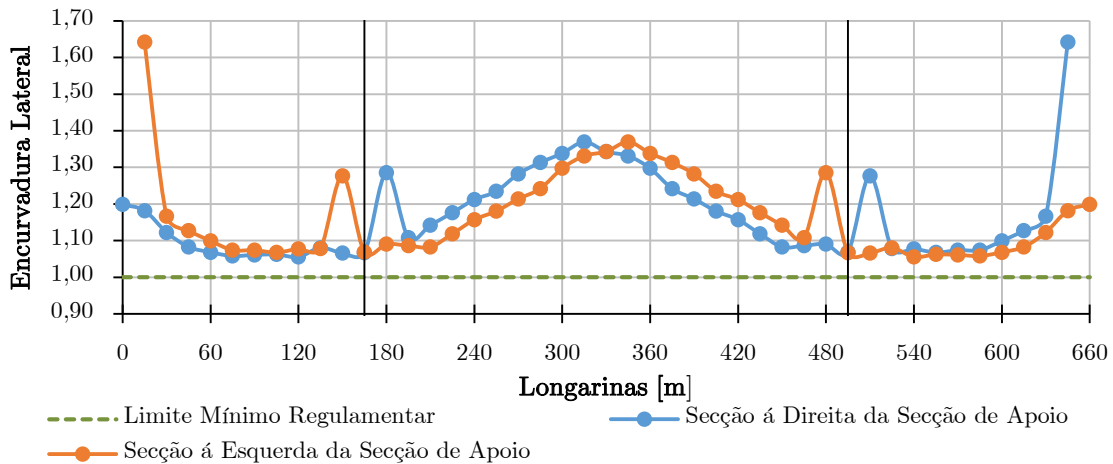


Figura 322 - Verificação da resistência à encurvadura lateral para as combinações ELU na longarina secundária ferroviária nº2

Globalmente a variação de esforços da longarina secundária nº2 foi idêntica à longarina secundária nº1. Assim, a abordagem realizada na longarina secundária nº2 foi idêntica à longarina nº1. Assim foi necessário ter em consideração o “pico” dos momentos fletores negativos nas secções próximas das torres, em que foi controlado pelo aumento das armaduras na laje de betão, mantendo a mesma secção metálica. Portanto, os momentos plásticos resistentes em torno do eixo yy, tomaram o valor no caso dos momentos positivos de $M = 7964,13 \text{ kN.m}$ ao longo do tabuleiro, enquanto o momento fletor máximo negativo tomou o valor de $M = -6117,2 \text{ kN.m}$ ao longo do tabuleiro, com exceção nas secções próximas das torres no valor de $M = -6477 \text{ kN.m}$. No que concerne à verificação do esforço transverso, o valor plástico resistente $V_{pl,Rd}$ foi superior ao valor atuante V_{Ed} no eixo z, sendo

que existiu a necessidade de diminuir a tensão de cedência do aço na alma da viga mista nas secções próximas das torres porque a relação máxima entre valor atuante e resistente foi superior a $0,5V_{pl,Rd}$, no valor máximo de 0,527. Assim, teve-se de ter em linha de conta a interação momento fletor-transverso, em que se recalculou de novo o momento máximo negativo, que tomou o valor de $M = -6465,1 \text{ kN.m}$.

Na verificação da estabilidade lateral das secções à flexão composta com esforço axial de compressão, observou-se que as secções críticas estão localizadas nas secções próximas das torres. Os valores mínimos obtidos da relação regulamentar foi de 1,022, superior ao mínimo exigido. No presente caso o esforço axial crítico das secções nas extremidade tomou o valor de $N_{CR} = 1071395 \text{ kN}$ ao longo do tabuleiro, e um $M_{CR} = -42268,29 \text{ kN.m}$ nas secções próximas das torres e de $M_{CR} = -57133,76 \text{ kN.m}$ nas secções restantes do tabuleiro. Pela análise do diagrama da verificação à encurvadura lateral, a variação da encurvadura é “simétrica” ao diagrama dos esforços axiais, no sentido em que, como os momentos fletores são praticamente constantes ao longo do tabuleiro, onde existem esforços máximos de compressão é onde se localiza a relação mínima da encurvadura, enquanto que onde se localizam os esforços mínimos axiais é onde se localiza a relação máxima da encurvadura.

7.3.3.6 ELU de Resistência e Instabilidade das Diagonais Warren

Esforços de Cálculo

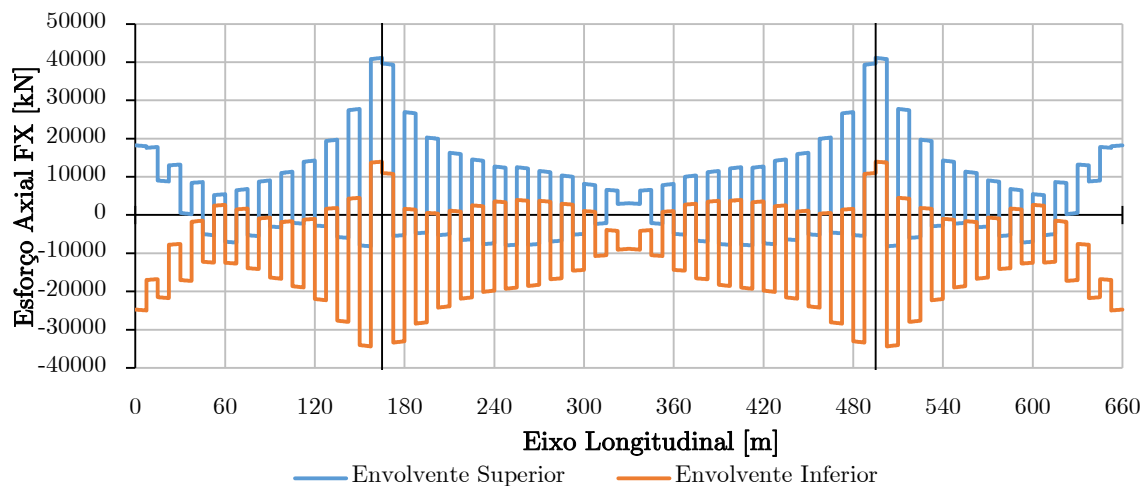


Figura 323 - Diagrama de esforços axiais Fx atuantes da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren

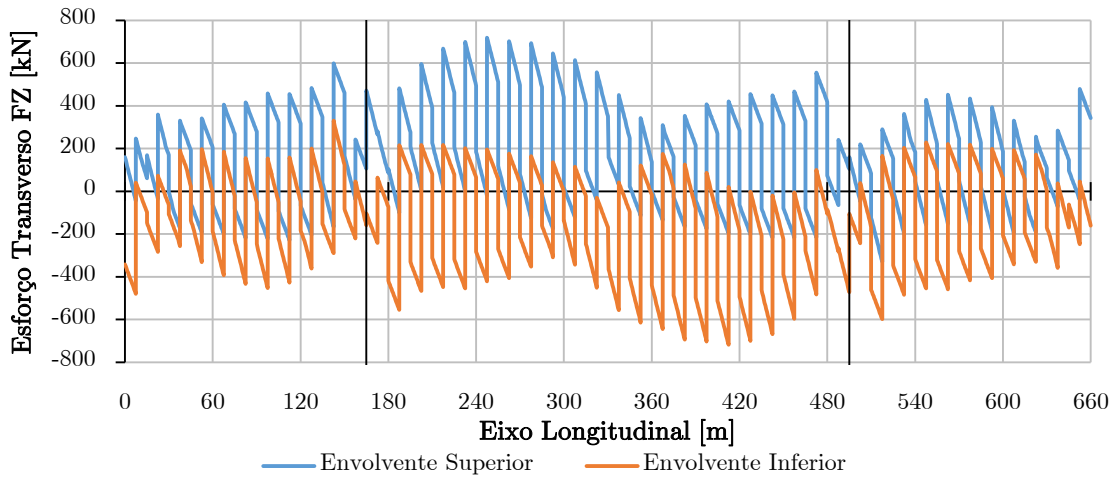


Figura 324 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envoltura de combinações ELU nas diagonais Warren

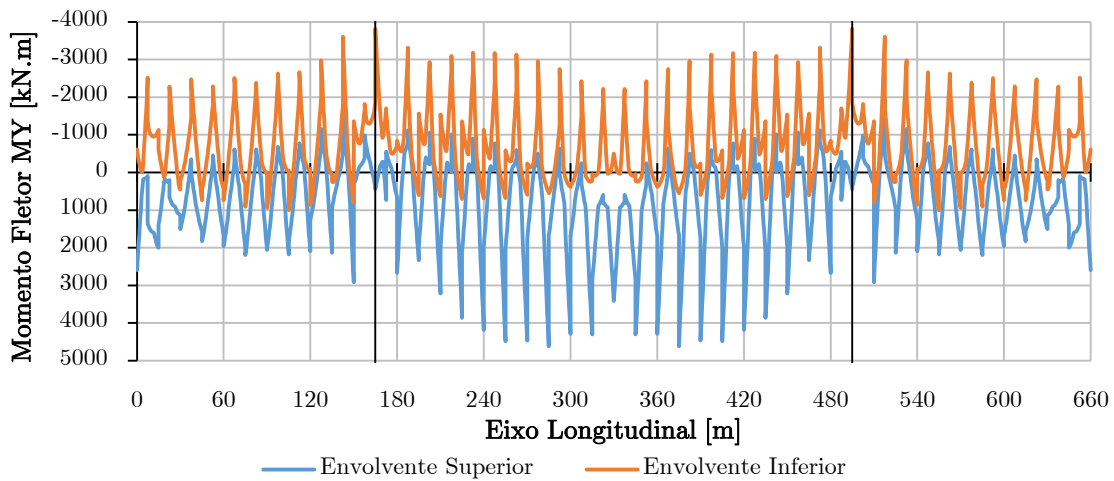


Figura 325 - Diagrama de esforços momentos fletores M_y atuantes da envoltura de combinações ELU nas diagonais Warren

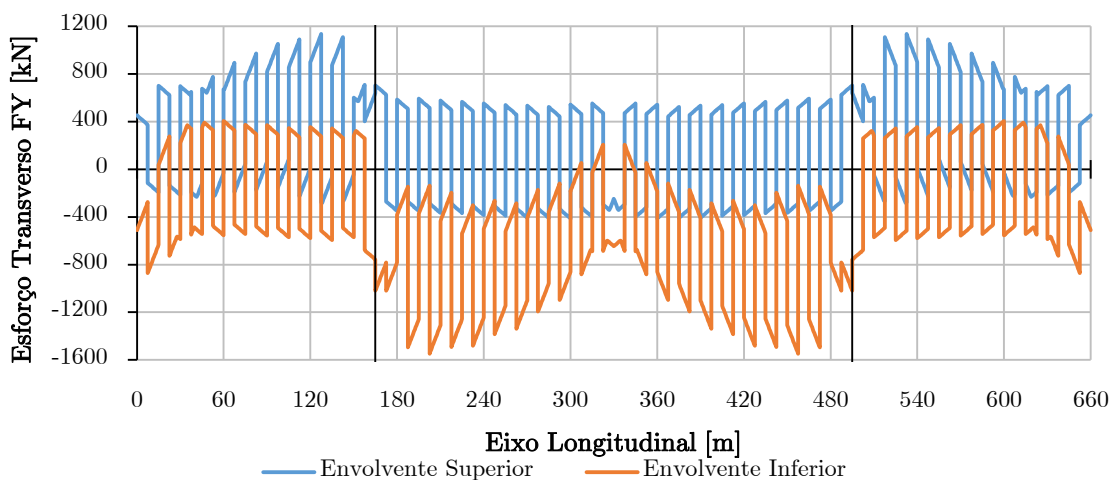


Figura 326 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes da envoltura de combinações ELU nas diagonais Warren

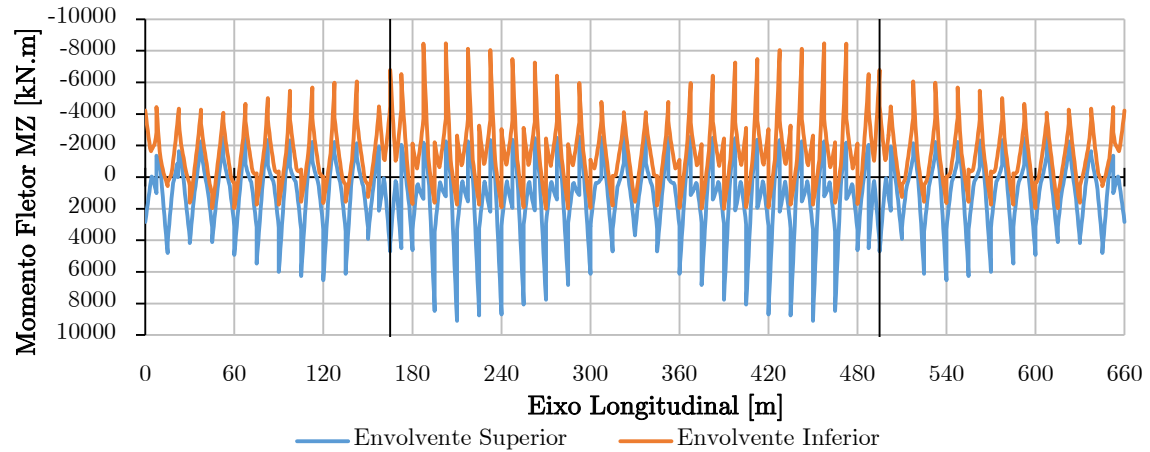


Figura 327 - Diagrama de esforços momentos fletores M_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren

Resistência das Secções transversais

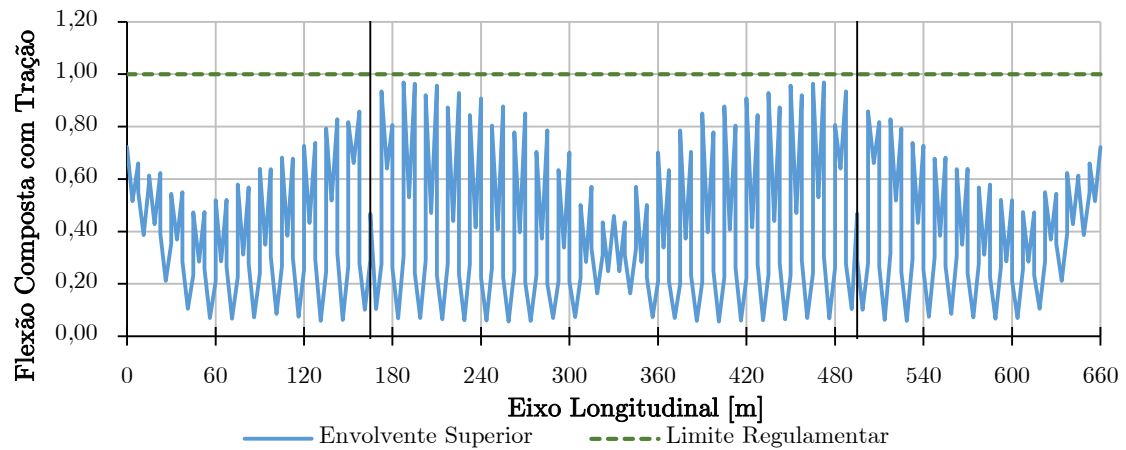


Figura 328 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren

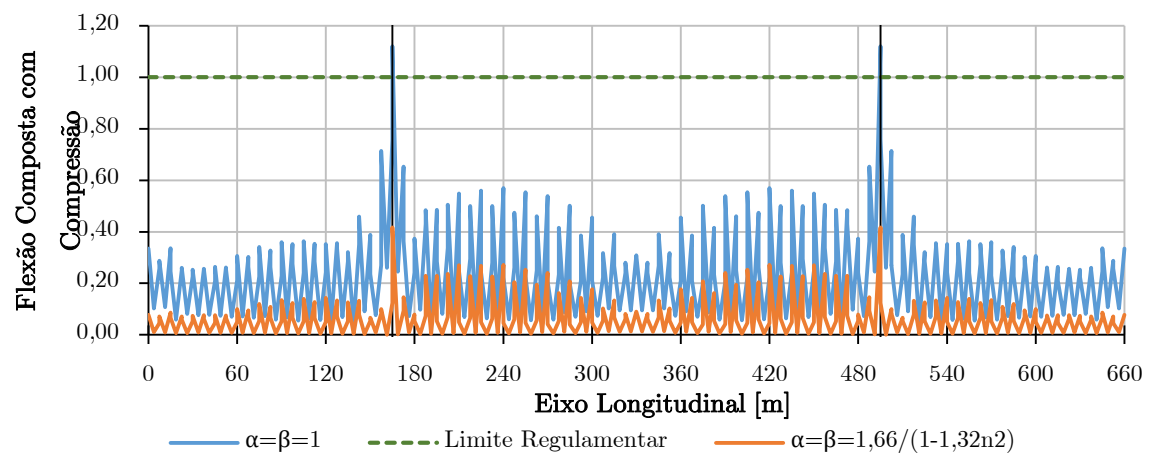


Figura 329 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão da envolvente de combinações ELU nas diagonais Warren

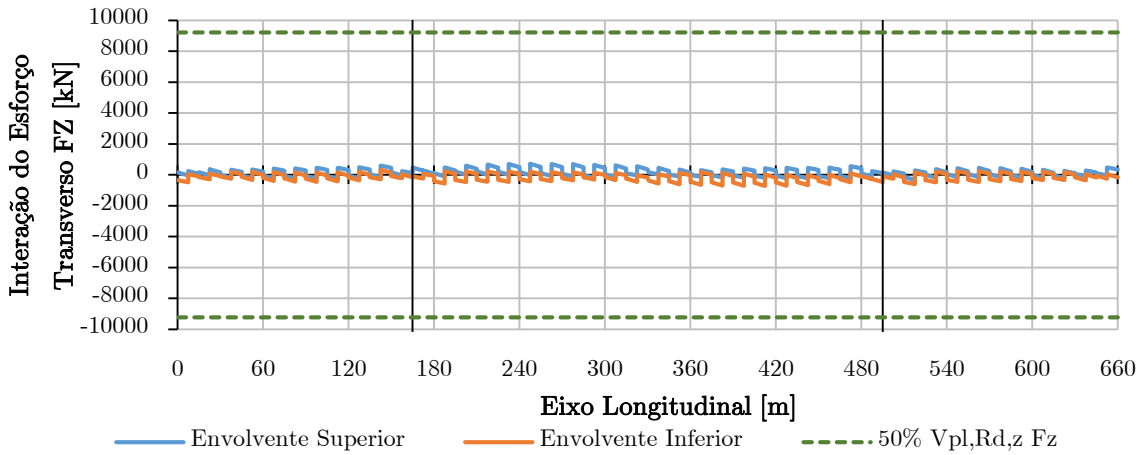


Figura 330 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal Fz da envoltente de combinações ELU nas diagonais Warren

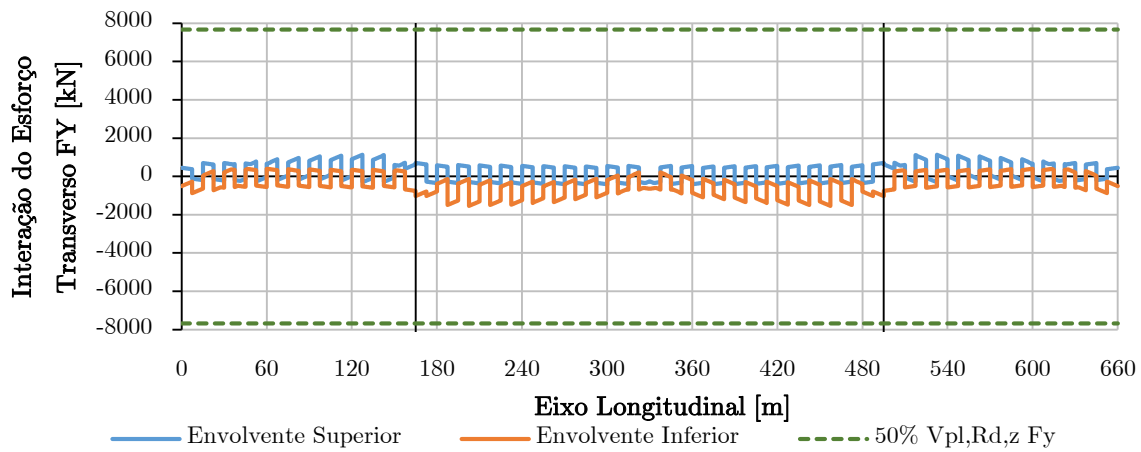


Figura 331 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal Fy da envoltente de combinações ELU nas diagonais Warren

Resistência dos Elementos à Encurvada

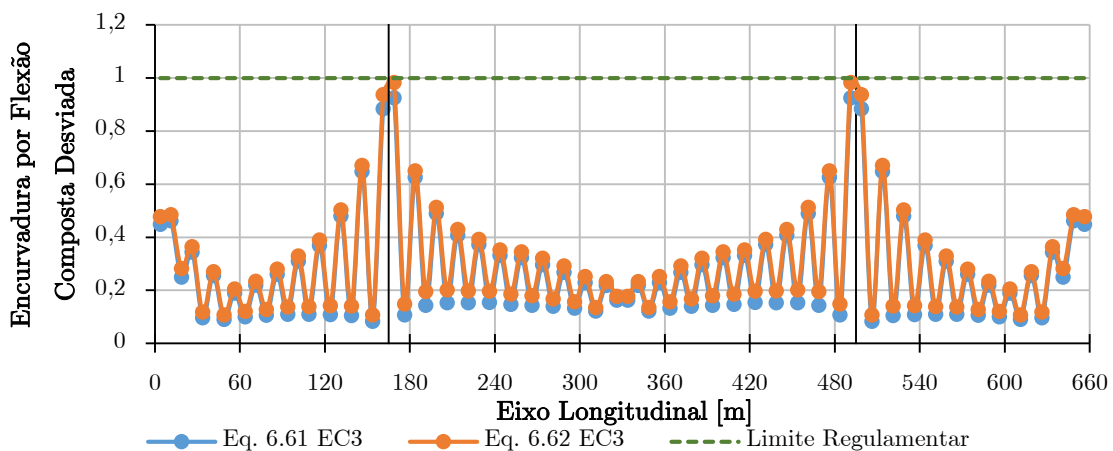


Figura 332 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão da envoltente de combinações ELU nas diagonais Warren

Pela análise dos diagramas, observa-se que a verificação dos elementos à flexão composta com esforço axial de tração, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual a 0,72 no vão lateral nas secções perto do encontro, e de 0,97 no vão central nas secções próximas das torres. Apesar dos momentos fletores em torno do eixo yy serem mais elevados a meio-vão do vão central, os esforços axiais de tração e os momentos fletores máximos em torno do eixo zz localizados nas secções no vão central próximas das torres, evidenciaram serem os mais influentes. Convém salientar ainda um pormenor acerca dos esforços axiais representados figura 323. Observa-se no geral que as diagonais do tabuleiro na parte suspensa pelos tirantes, os esforços axiais de tração são superiores face aos esforços axiais de compressão, como seria expectável já que a plataforma ferroviária está suspensa na diagonais Warren. No entanto as secções das diagonais localizadas na parte onde não existem tirantes, isto é, localizadas a 15 metros dos apoios das torres, os esforços de compressão são superiores aos de tração devido à reação vertical induzida pelos apoios existentes nas torres.

No que concerne aos elementos submetidos a flexão composta com esforços axial de compressão, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual 1,12 nas secções próximas das torres para expoentes $\alpha = \beta = 1$ (mais conservativo). No caso de os expoentes tomarem o valor de $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,33n^2}$, a relação máxima diminui para 0,417 na mesma secção (menos conservativo). Quando os expoentes tomam o valor $\alpha = \beta = 1$ verifica-se que ultrapassa o máximo exigido da relação máxima de 1 nas secções próximas das torres. No entanto a norma regulamentar refere que se pode optar por um dos expoentes, pelo que, quando os expoentes tomarem o valor de $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,33n^2}$, a relação máxima é verificada. Assim considerou-se confirmar a verificação à flexão composta com compressão. Relativamente à verificação da interação da flexão com o esforço transversal, o resultado da verificação é idêntico aos restantes elementos estruturais do tabuleiro, em que o valor plástico resistente $0,5V_{pl,Rd}$ é muito superior ao valor atuante V_{Ed} no eixo z e y, logo por conseguinte não foi necessário diminuir a tensão de cedência do aço devido ao esforço transversal.

No que diz respeito à verificação da estabilidade dos elementos à flexão composta com compressão, observa-se que as secções críticas estão localizadas nos encontros da ponte no vão lateral e nas secções próximas das torres. Os valores máximos obtidos das relações foram

iguais a 0,98 nas secções próximas das torres e 0,48 nas secções do vão lateral. No diagrama da verificação da encurvadura, a variação do efeito da encurvadura é idêntica a variação dos esforços axiais de compressão, como acontece também nas cordas superiores e em outros elementos estruturais do tabuleiro. Esse facto acontece como já referenciado anteriormente, em que a contribuição dos valores dos momentos fletores é pouco influente face aos valores dos esforços axiais de compressão. Sendo assim, ficam verificados todos os valores das resistências das secções transversais e da encurvadura, resultantes das várias combinações de cálculo para o ELU nas diagonais Warren.

7.3.3.7 ELU de Resistência e Instabilidade das Carlingas Rodoviárias

A verificação da resistência e da estabilidade das carlingas rodoviárias, foi avaliada nas secções críticas (extremidade e intersecção com a longarina secundária rodoviária), de acordo com os esforços atuantes em cada uma das secções críticas. No entanto os diagramas de esforços atuantes representados nesta secção do relatório representam os esforços máximos e mínimos de cada carlinga ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro. Apenas os diagramas das verificações de segurança representados nesta secção do relatório é que estão discriminados em função da secção crítica. Para observar mais especificamente os esforços atuantes nas secções críticas, estão identificados em anexo na memória de cálculo. Na figura 333 e na figura 334 pode-se observar a variação tipo dos esforços transversos F_z e dos momentos fletores M_y .

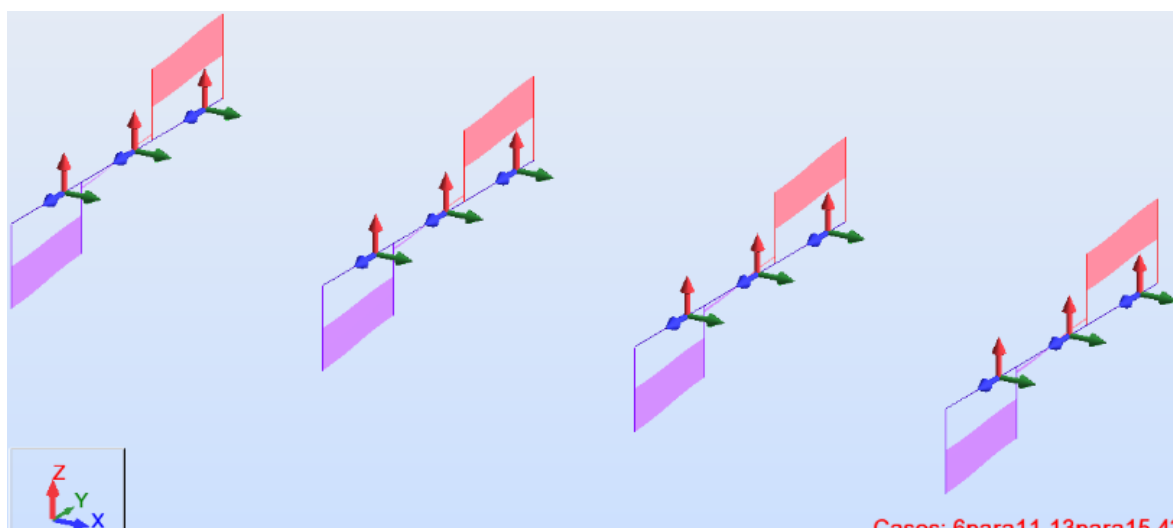


Figura 333 - Tipo de diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

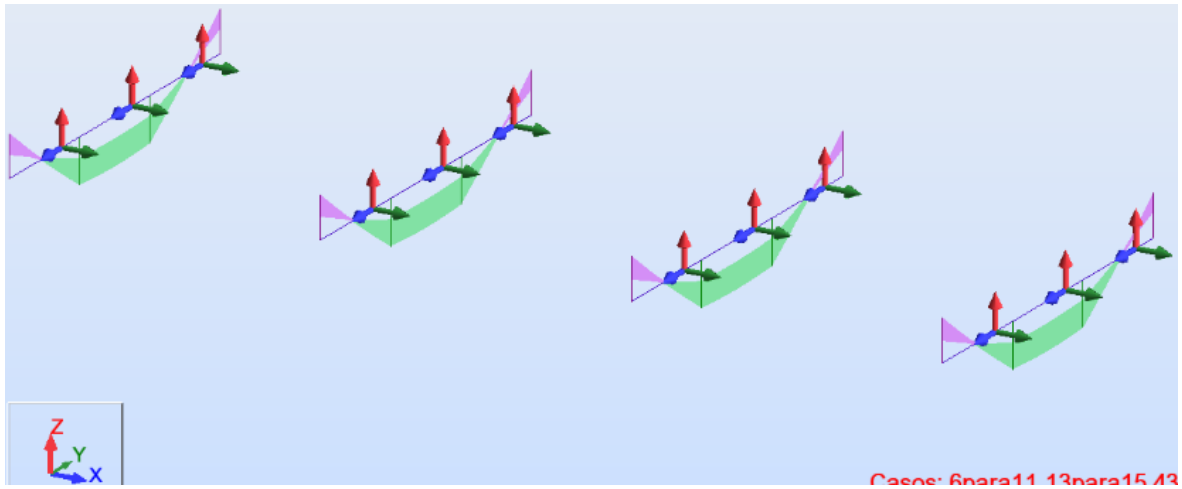


Figura 334 - Tipo de diagrama de momentos fletores M_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

Esforços de Cálculo

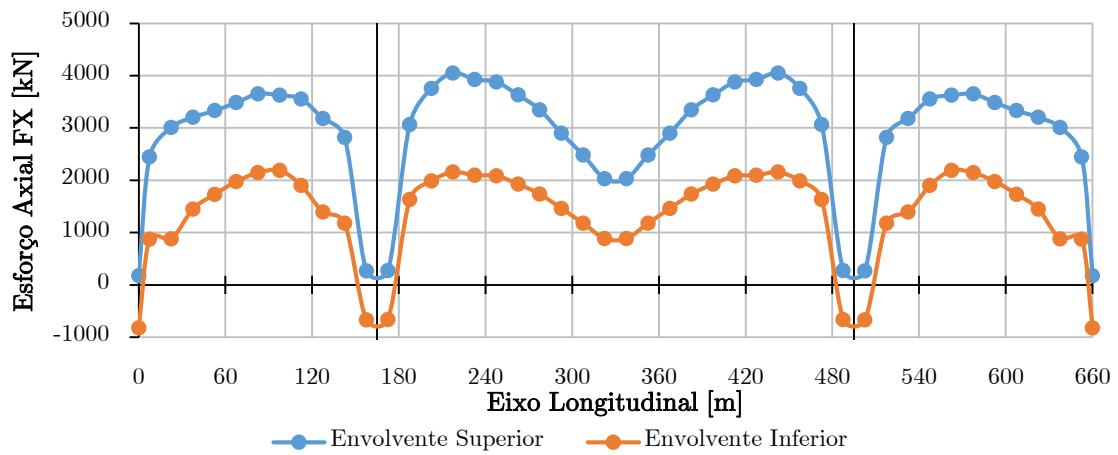


Figura 335 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

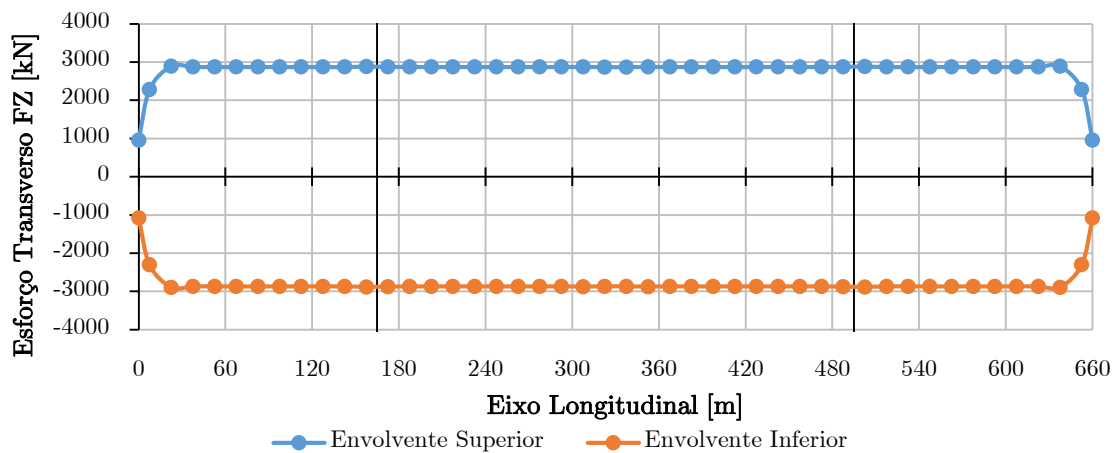


Figura 336 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

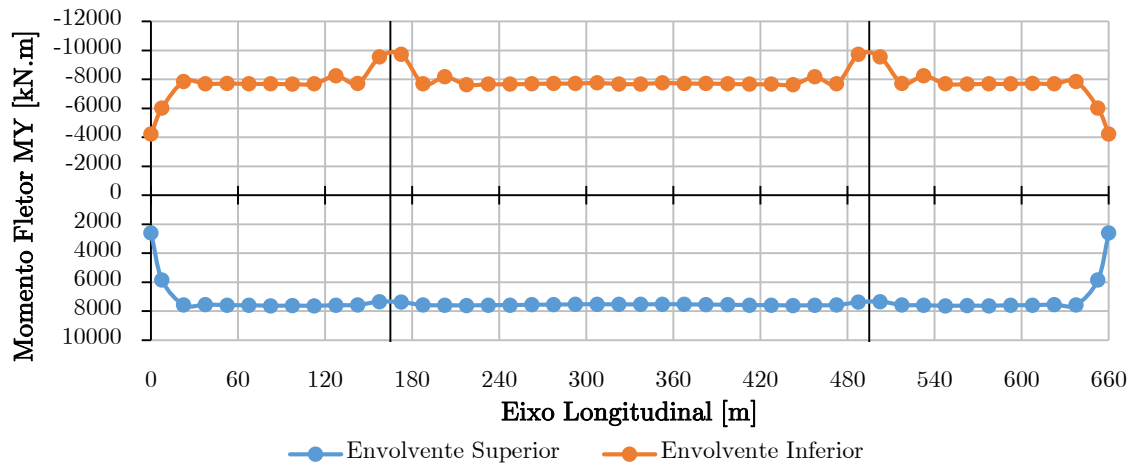


Figura 337 - Diagrama de esforços momentos fletor M_y atuantes da envoltente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

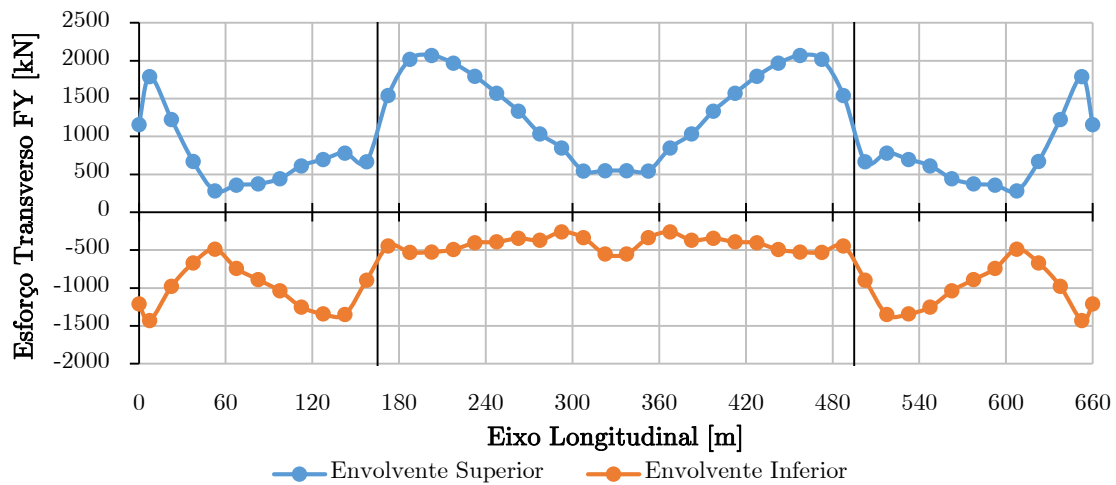


Figura 338 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes da envoltente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

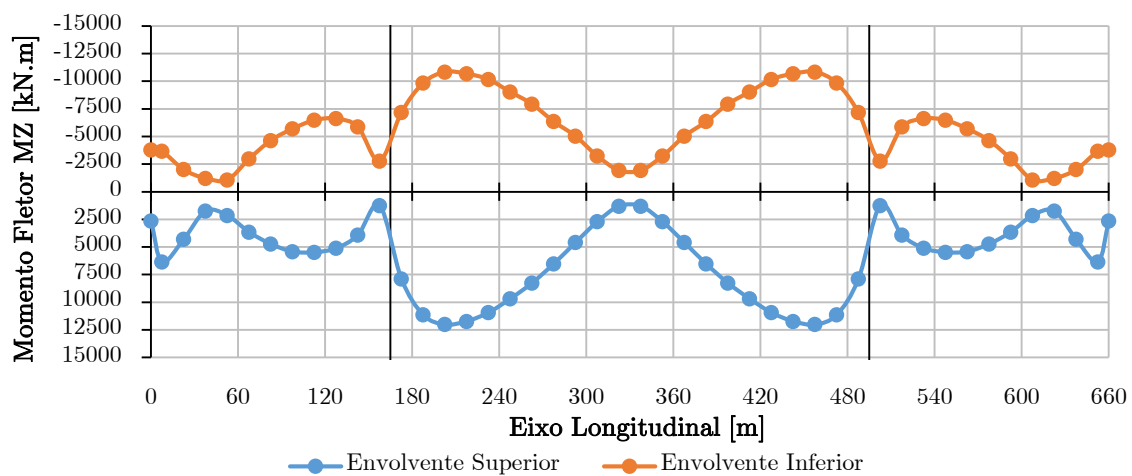


Figura 339 - Diagrama de esforços momentos fletor M_z atuantes da envoltente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

Resistência das Secções transversais

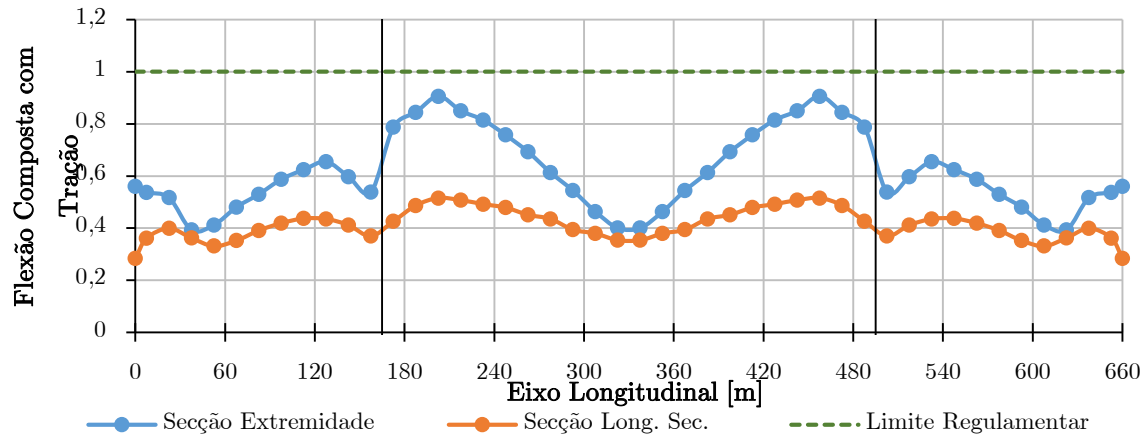


Figura 340 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

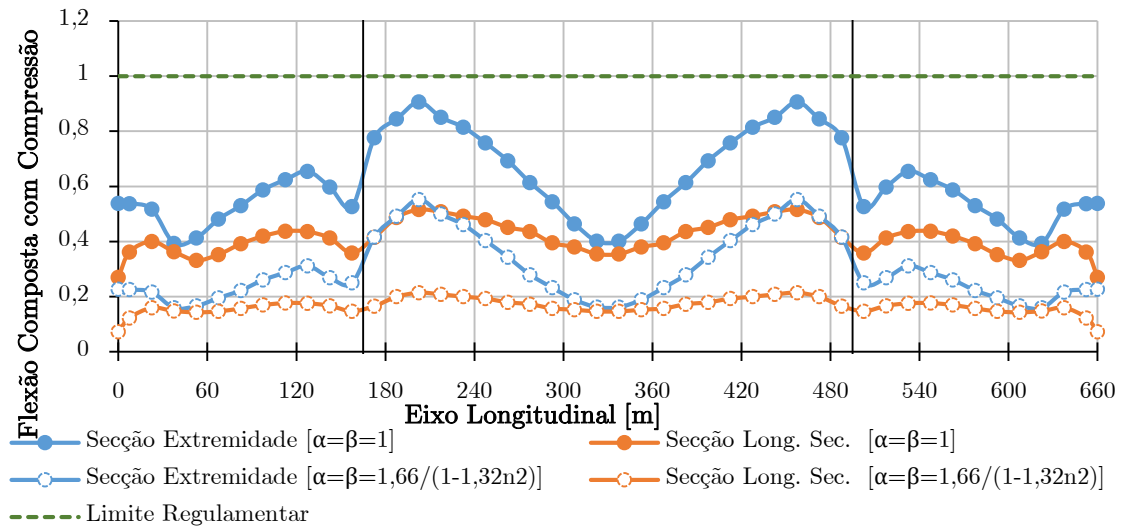


Figura 341 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

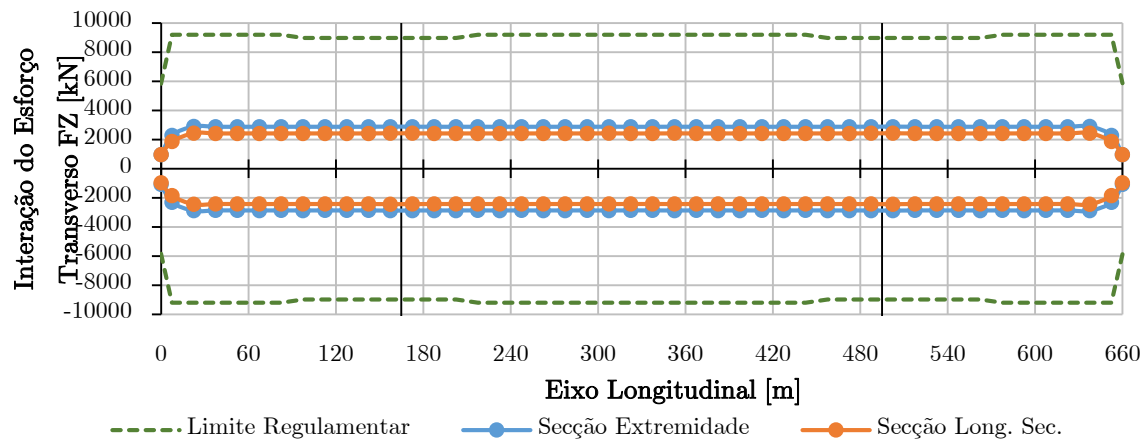


Figura 342 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_z da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

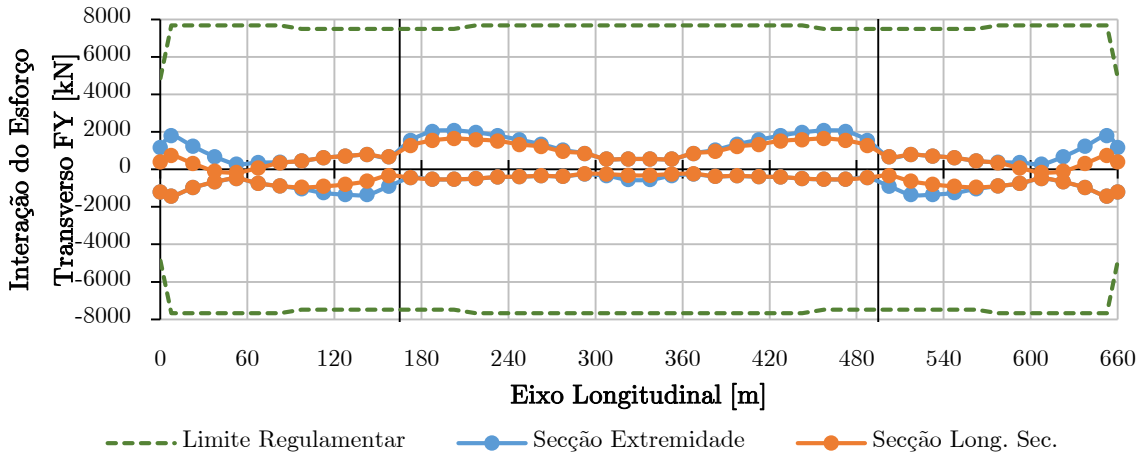


Figura 343 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal F_y da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

Resistência dos Elementos à Encurvada

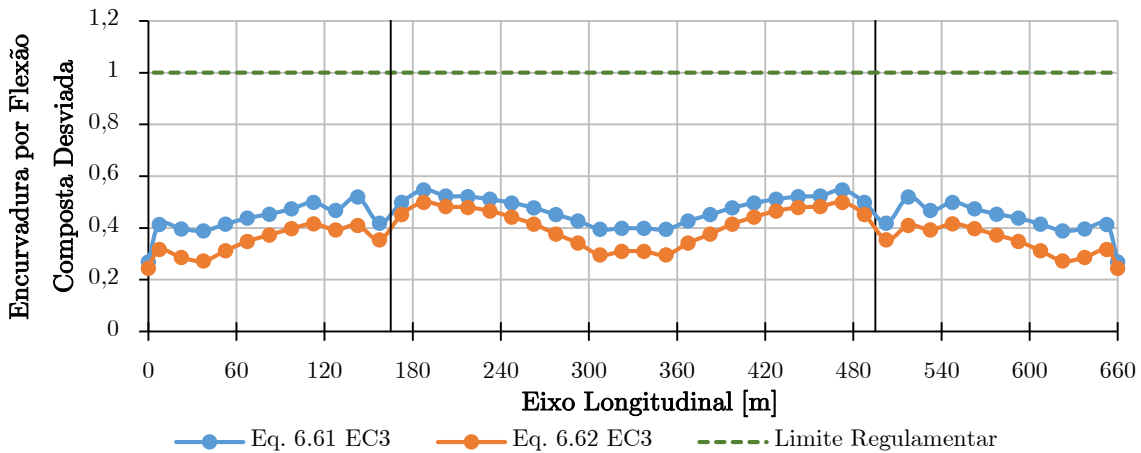


Figura 344 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão da envolvente de combinações ELU nas carlingas rodoviárias

Através da análise dos diagramas, observa-se que a verificação dos elementos à flexão composta com esforço axial de tração, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual a 0,91 na secção da extremidade da carlinga no vão central nas secções perto das torres. No que concerne aos elementos submetidos a flexão composta com esforços axial de compressão, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual a 0,91 nas secções próximas das torres para expoentes $\alpha = \beta = 1$ (mais conservativo). No caso de os expoentes tomarem o valor de $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,33n^2}$, a relação máxima diminui para 0,552 na mesma secção (menos conservativo). No seguimento dos resultados obtidos nas carlingas rodoviárias, estes merecem um comentário em relação à variação dos seus esforços atuantes.

No pré-dimensionamento definiu-se que as secções críticas das carlingas estavam localizadas a meio-vão do vão central, devido ao ângulo formado com a horizontal dos tirantes no plano transversal ser o menor ao longo do tabuleiro, e consequentemente induzirem maiores esforços axiais devido às cargas verticais do tabuleiro. No entanto, o gráfico da figura 340 e da figura 341 relativo à verificação dos elementos submetidos à flexão composta com esforços axial de tração e de compressão, não demonstram o definido no pré-dimensionamento. Esses factos devem-se a vários aspetos que só na modelação tridimensional da estrutura se pode obter, ao invés de um modelo bidimensional como o considerado no pré-dimensionamento.

Como se pode observar na figura 336 e na figura 337, as cargas verticais F_z e os momentos fletores M_y são constantes ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro, sofrendo um ligeiro aumento, como esperado devido à inexistência de tirantes perto dos apoios das torres. As carlingas se estivessem submetidas exclusivamente a este tipo de esforços, as secções críticas estariam nas secções a meio-vão do vão central, pelas razões já referenciadas anteriormente. No entanto, a existência de esforço transversal nas longarinas principais rodoviárias provocadas pelas cargas horizontais perpendiculares ao plano longitudinal da estrutura F_y , figura 285, provocam compressões conduzidas para carlingas e de maior valor nas secções próximas das torres, o que consequentemente faz deslocar as secções críticas para esse local. Além disso, também se pode verificar nos esforços axiais envolventes que as carlingas rodoviárias estão exclusivamente submetidas a esforço axial de compressão, exceto nos apoios das torres em que existem trações devido à rotação do tabuleiro no plano transversal. Assim, para a verificação da flexão com esforço axial de tração nas secções críticas, onde o esforço atuante seja de compressão, a relação entre os esforços axiais atuantes e os valores resistentes, foi considerado igual a zero, contabilizando apenas os momentos fletores em torno dos eixos yy e zz .

Relativamente à verificação da interação da flexão com o esforço transversal, o resultado da verificação é idêntico aos restantes elementos estruturais do tabuleiro, em que o valor plástico resistente $0,5V_{pl,Rd}$ é muito superior ao valor atuante V_{Ed} no eixo z e y , logo por conseguinte não foi necessário diminuir a tensão de cedência do aço devido ao esforço transversal.

No que diz respeito à verificação da estabilidade dos elementos à flexão composta com compressão, observa-se que as secções críticas estão localizadas nas secções próximas das torres. O valor máximo obtido das relações foi igual a 0,55 nas secções próximas das torres. No diagrama da verificação da encurvadura, a variação do efeito da encurvadura é idêntica à variação dos momentos fletores, devido a uma maior influência da contribuição dos valores dos momentos fletores face aos valores dos esforços axiais de compressão. Sendo assim, ficam verificados todos os valores das resistências das secções transversais e da encurvadura, resultantes das várias combinações de cálculo para o ELU nas carlingas rodoviárias.

7.3.3.8 ELU de Resistência e Instabilidade das Carlingas Ferroviárias

A verificação da resistência e da estabilidade das carlingas ferroviárias foi avaliada nas secções críticas (extremidade, intersecção com a longarina secundária ferroviária nº1, e intersecção com a longarina secundária ferroviária nº2), de acordo com os esforços atuantes em cada uma das secções críticas. Como nas carlingas rodoviárias, os diagramas de esforços atuantes representados nesta secção do relatório representam os esforços máximos e mínimos de cada carlinga ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro. Apenas os diagramas das verificações de segurança representados nesta secção do relatório é que estão discriminados em função da secção critica. Para observar mais especificamente os esforços atuantes nas secções críticas, estão identificados em anexo na memória de cálculo. Na figura 345 e na figura 346 pode-se observar a variação dos esforços transversos F_z e dos momentos fletores M_y .

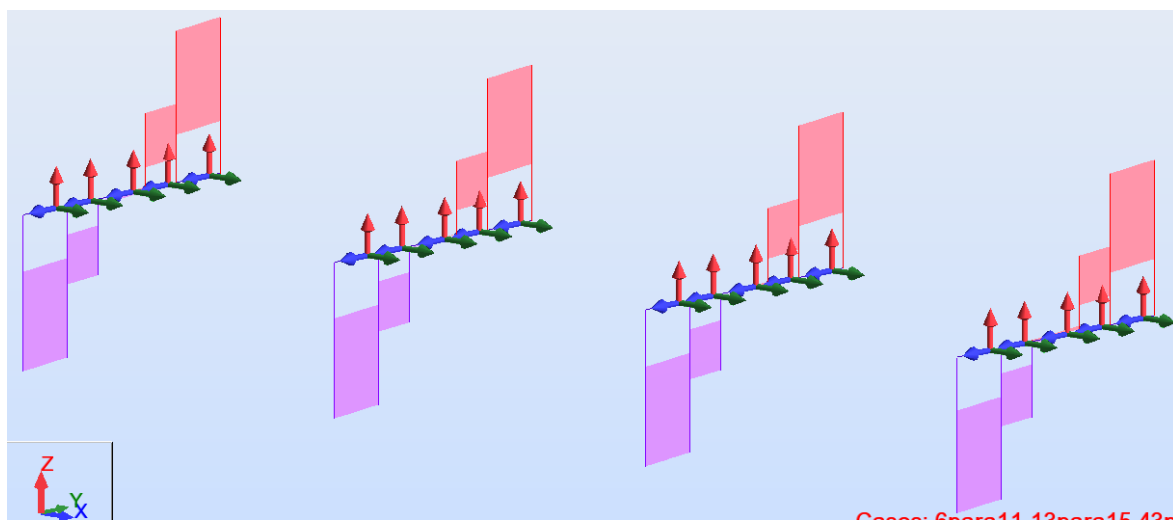


Figura 345 - Tipo de diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

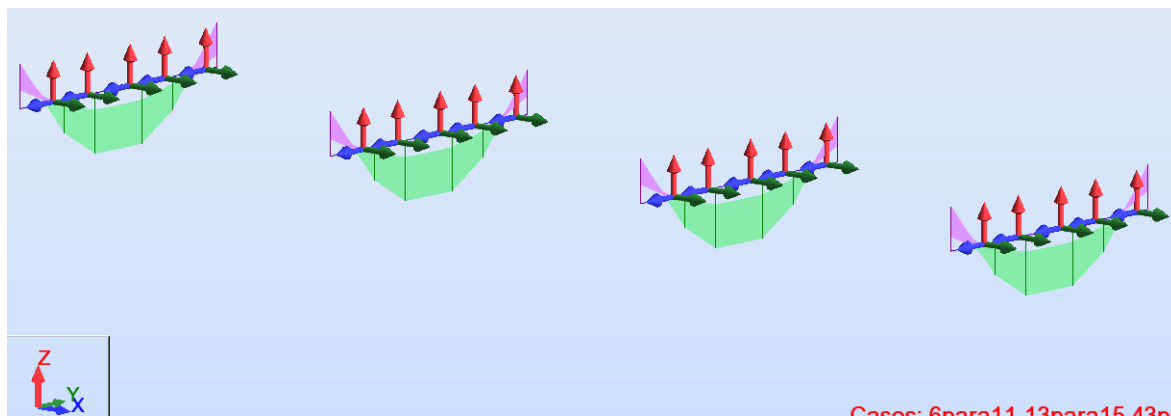


Figura 346 - Tipo de diagrama de momentos fletores M_y atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

Esforços de Cálculo

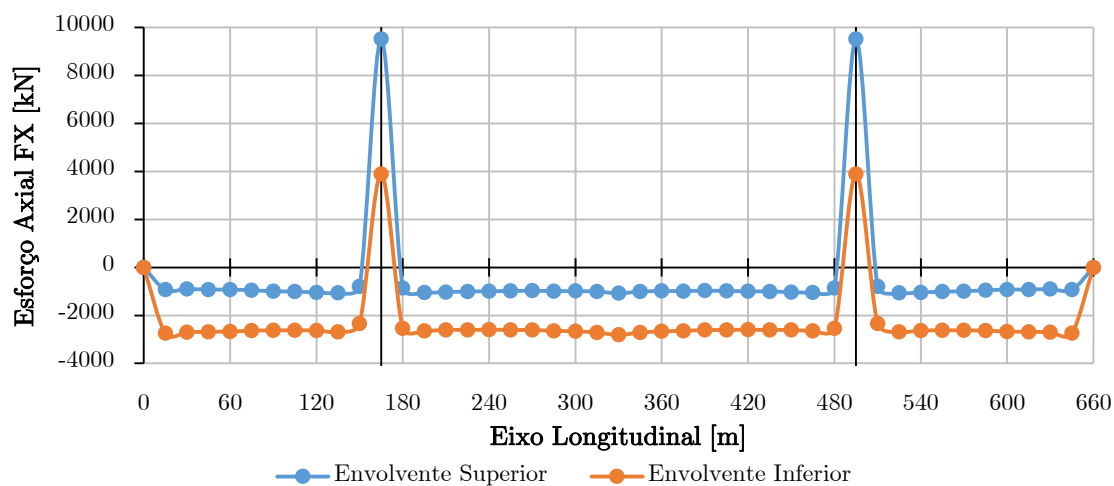


Figura 347 - Diagrama de esforços axiais F_x atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

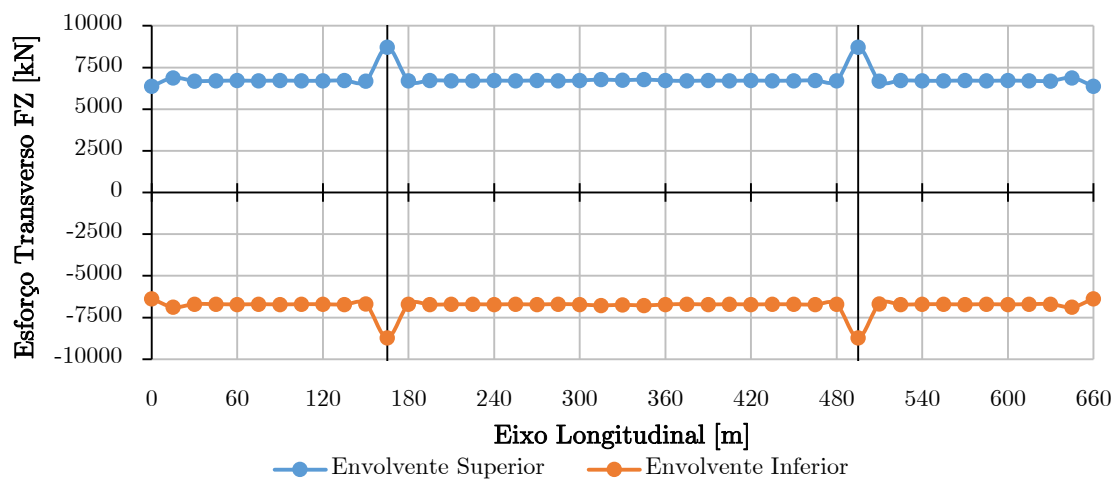


Figura 348 - Diagrama de esforços transversos F_z atuantes da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

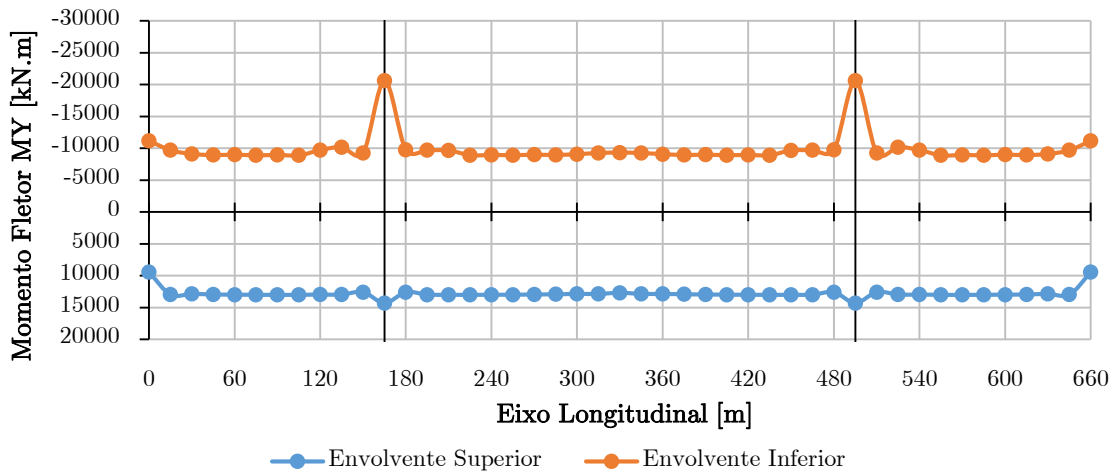


Figura 349 - Diagrama de esforços momentos fletores M_y atuantes da envoltura de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

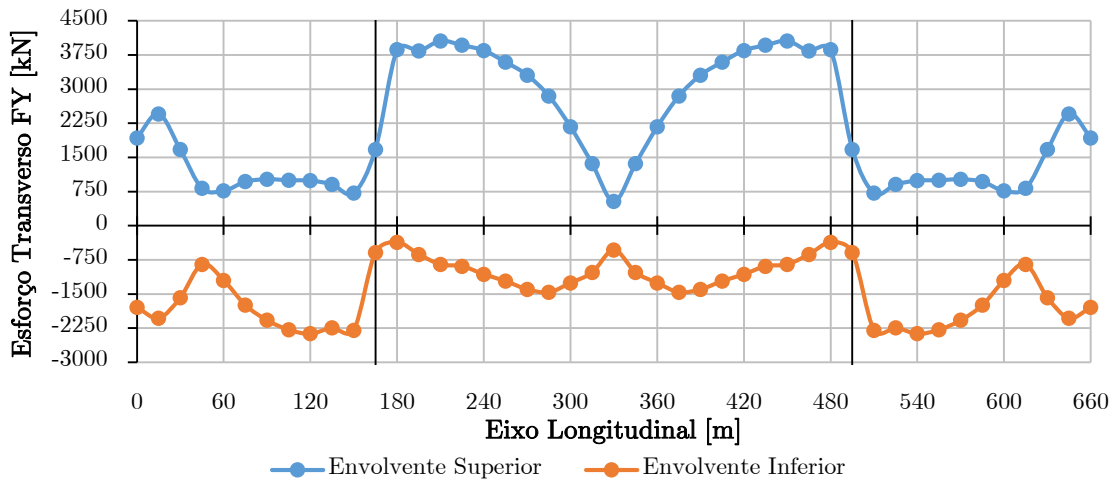


Figura 350 - Diagrama de esforços transversos F_y atuantes da envoltura de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

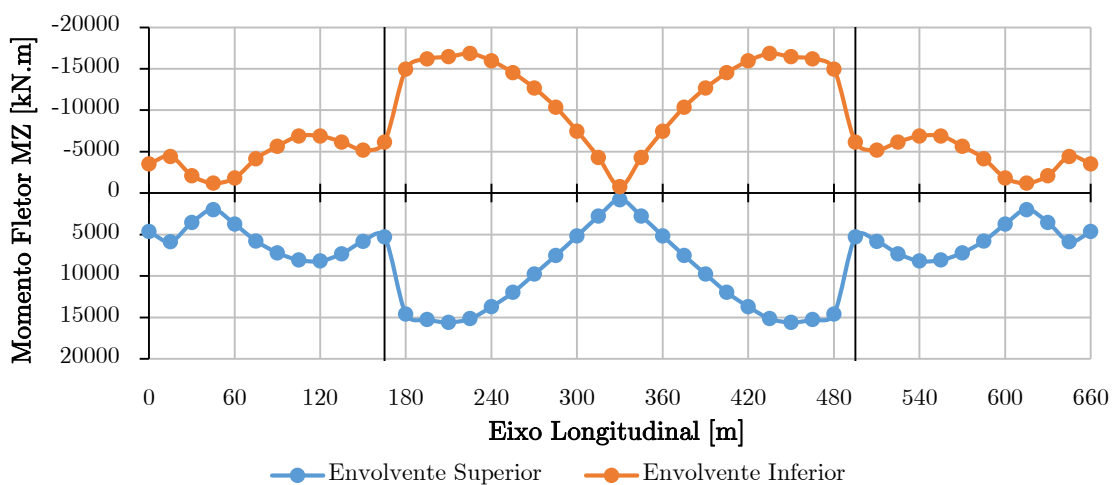


Figura 351 - Diagrama de esforços momentos fletores M_z atuantes da envoltura de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

Resistência das Secções transversais

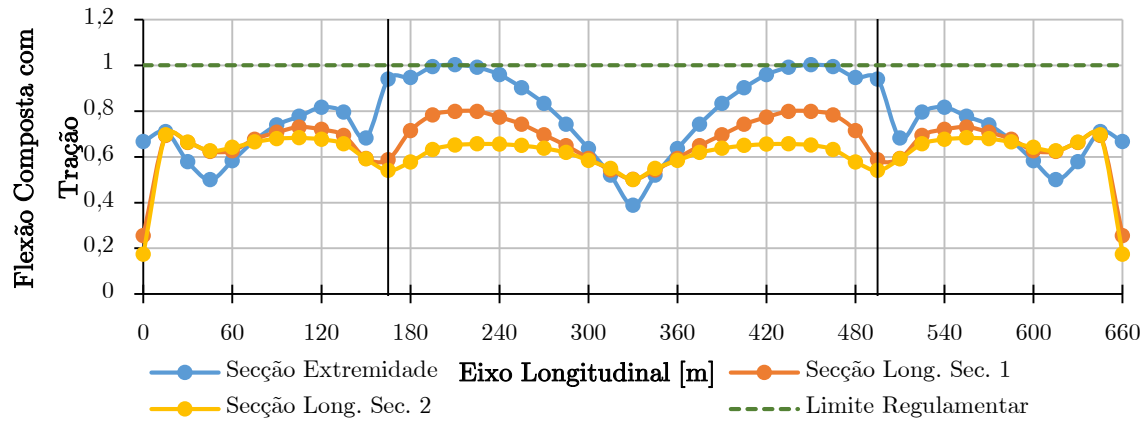


Figura 352 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com tração da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

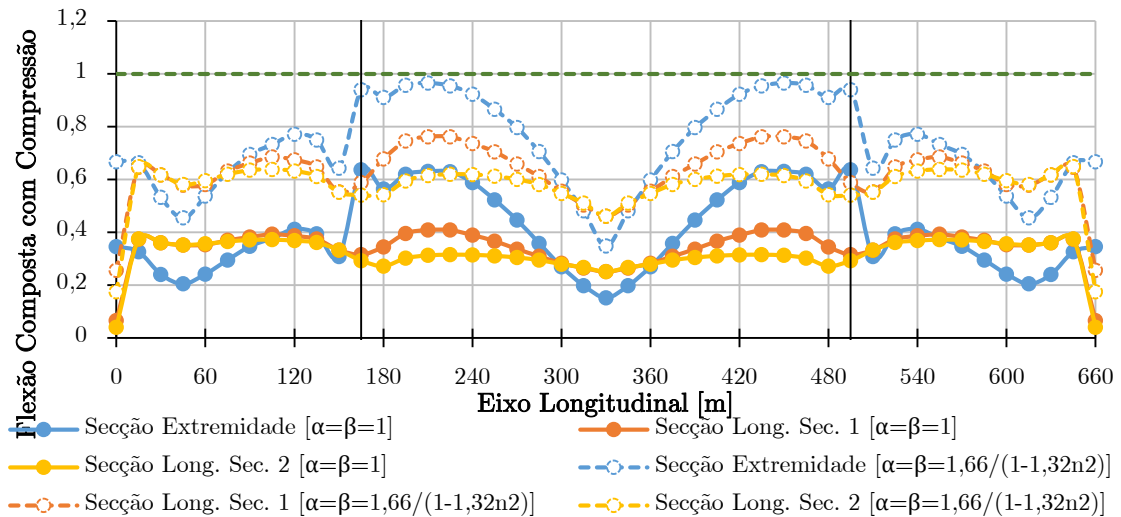


Figura 353 - Verificação da resistência das secções transversais à flexão composta desviada com compressão da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

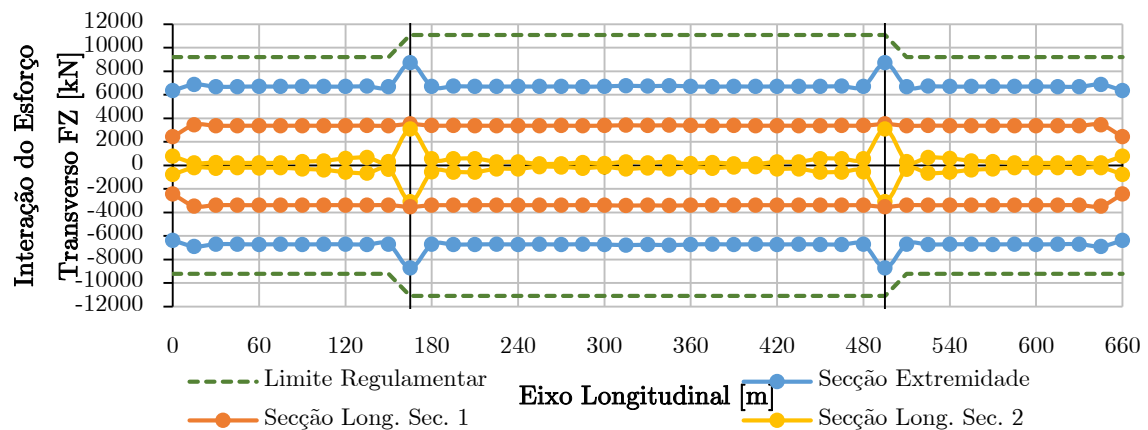


Figura 354 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transversal Fz da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

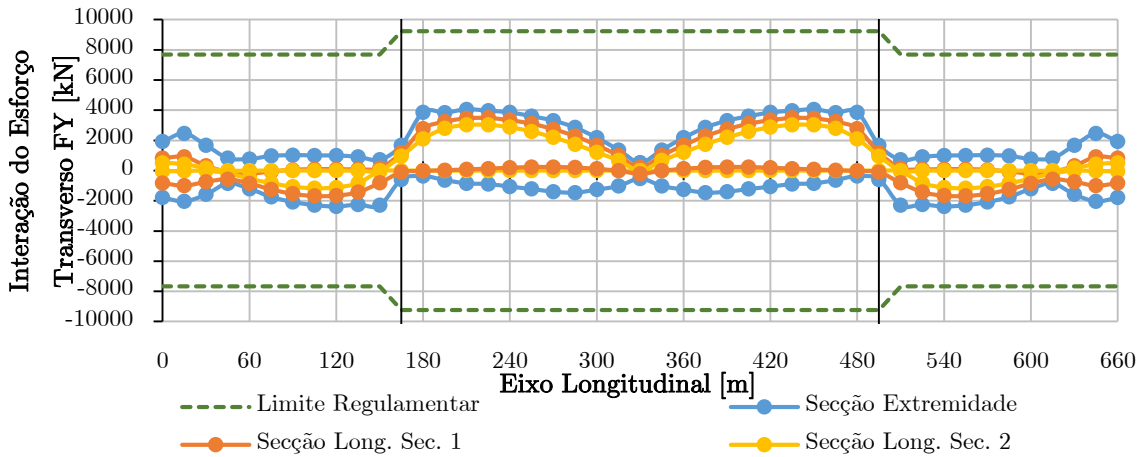


Figura 355 - Verificação da resistência das secções transversais com interação do esforço transverso F_y da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

Resistência dos Elementos à Encurvada

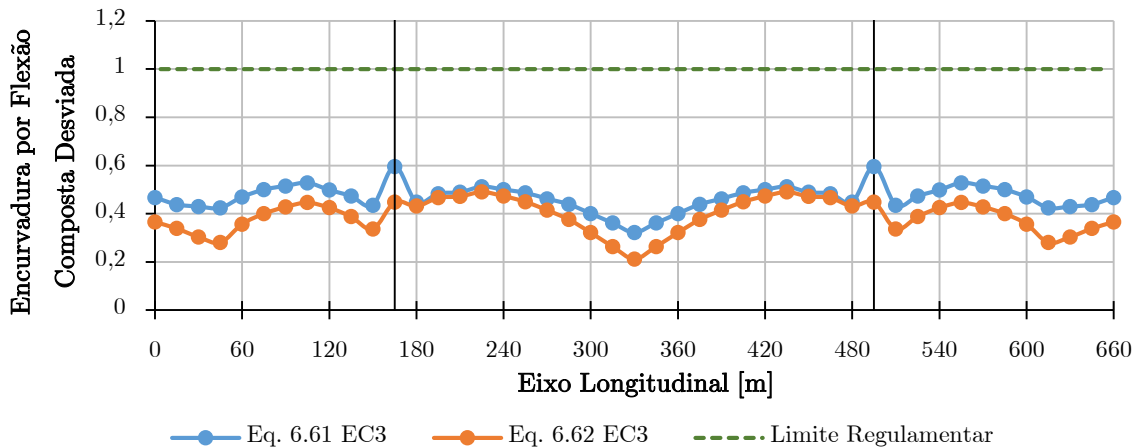


Figura 356 - Verificação da resistência das secções transversais à encurvadura para flexão composta desviada com esforço de compressão da envolvente de combinações ELU nas carlingas ferroviárias

Pela análise dos diagramas, pode-se observar que na verificação dos elementos à flexão composta com esforço axial de tração, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual a 0,994 na secção da extremidade da carlinga no vão central nas secções perto das torres. No que concerne aos elementos submetidos a flexão composta com esforços axial de compressão, a relação máxima entre os esforços atuantes e os valores resistentes é igual 0,94 nas secções próximas das torres para expoentes $\alpha = \beta = 1$ (mais conservativo). No caso de os expoentes tomarem o valor de $\alpha = \beta = \frac{1,66}{1-1,33n^2}$, a relação máxima diminui para 0,64 na mesma secção (menos conservativo). No seguimento dos resultados obtidos nas carlingas ferroviárias, estes merecem um comentário em relação à variação dos seus esforços atuantes.

Ao contrário das carlingas rodoviárias, os esforços axiais existentes nas carlingas são de tração devido à rotação do tabuleiro no plano transversal, e de compressão na carlinga localizada nos apoios das torres devido ao travamento destes. Além disso, nas carlingas ferroviárias o esforço axial é praticamente constante ao longo do eixo longitudinal do tabuleiro (o que não se verificou nas carlingas rodoviárias), com exceção na carlinga sobre o apoio das torres. De facto, ao contrário das carlingas rodoviárias, o esforço horizontal atuante no plano perpendicular ao eixo longitudinal do tabuleiro não é conduzido para as carlingas ferroviárias, o que consequentemente conduz a uma variação constante do esforço axial das carlingas ferroviárias. Assim, pode-se constatar na verificação da flexão com esforço axial de tração nas secções críticas, onde o esforço atuante seja de compressão, a relação entre os esforços axiais atuantes e os valores resistentes, foi considerado igual a zero, contabilizando apenas os momentos fletores em torno dos eixos yy e zz .

Relativamente à verificação da interação da flexão com o esforço transversal, o resultado da verificação não foi idêntico aos restantes elementos estruturais do tabuleiro, em que, o valor plástico resistente $0,5V_{pl,Rd}$ é 9231 kN muito tangente ao valor atuante V_{Ed} no valor de 8719 kN no eixo z . De facto, o esforço transversal induzido pelas cargas ferroviárias foram as mais condicionantes nas carlingas face aos outros elementos estruturais que compõem o tabuleiro. No entanto não foi necessário diminuir a tensão de cedência do aço devido ao esforço transversal.

No que diz respeito à verificação da estabilidade dos elementos à flexão composta com compressão, observa-se que as secções críticas estão localizadas nas secções próximas das torres. O valor máximo obtido das relações foi igual a 0,6 nas secções próximas das torres. No diagrama da verificação da encurvadura, a variação do efeito da encurvadura é idêntica à variação dos momentos fletores. Esse facto deve-se como nas carlingas rodoviárias e nas diagonais, a uma maior influência da contribuição dos valores dos momentos fletores face aos valores dos esforços axiais de compressão. Sendo assim, ficam verificados todos os valores das resistências das secções transversais e da encurvadura, resultantes das várias combinações de cálculo para o ELU nas carlingas ferroviárias.

7.3.3.9 ELU de Resistência das Lajes

No dimensionamento da armadura da laje de betão, realizaram-se duas análises distintas consoante se trata da armadura longitudinal ou transversal, devido à direção que possui a secção das vigas mistas do tabuleiro. Se analisarmos nas duas direções, a armadura longitudinal deve ser dimensionada tendo em conta o comportamento misto aço-betão da secção das longarinas secundárias, já que essa armadura influencia a secção mista na sua resistência e à encurvadura lateral. Na figura 357 está exemplificado como se considerou o cálculo das armaduras longitudinais.

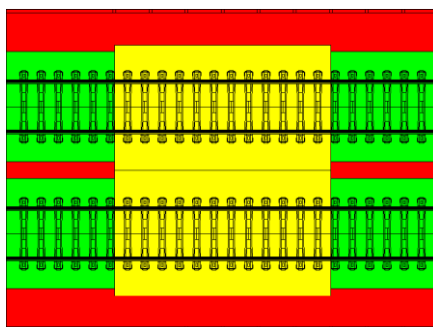


Figura 357 - Exemplo das áreas da laje de betão considerada para o cálculo das armaduras longitudinais na plataforma ferroviária

Como se pode observar pela figura 357, as áreas a verde (banzos de extremidade) e amarelo (banzos a meio-vão), correspondem aos banzos de betão que funcionam com interação mista, enquanto para as áreas a vermelho a armadura longitudinal foi determinada como se existisse apenas uma laje sem interação mista.

No caso da armadura transversal, figura 358, foi analisada apenas como se uma laje de betão com continuidade se tratasse. De seguida apresentam-se os procedimentos de cálculo da armadura da laje e os valores correspondentes.

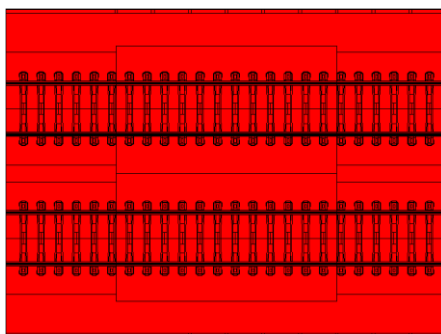


Figura 358 - Exemplo das áreas da laje de betão considerada para o cálculo das armaduras transversais na plataforma ferroviária

- Armadura de Flexão Transversal

A verificação da resistência da secção transversal à flexão da laje rodoviária e ferroviária do tabuleiro, foi analisada num modelo local em elementos finitos de um elemento casca com recurso do programa de cálculo automático Autodesk Robot Structural Analysis 2014. O dimensionamento efetuou-se manualmente recorrendo a tabelas e ábacos de dimensionamento de secções de betão. A armadura mínima de flexão foi determinada de acordo com o ponto (6.1) da EN1992-2:

$$A_{s,min} = \frac{M_{rep}}{Z_s f_{yk}}$$

em que M_{rep} corresponde ao momento de fendilhação da secção e Z_s é o braço obtido em estado limite último.

O cálculo foi efetuado consoante o funcionamento estrutural das lajes, isto é, foi calculado para os valores máximos dos momentos fletores positivos e negativos para as lajes da rodovia, ferrovia e pedonal. A armadura mínima apenas condicionou para a armadura inferior da laje pedonal em consola, na qual é constituída por dois planos de Ø8//0.175. Optou-se por não efetuar a redistribuição dos esforços negativos como a norma permite, mantendo assim as armaduras de acordo com os esforços obtidos. Os valores máximos dos momentos fletores atuantes nas lajes são apresentados na Tabela 43.

Tabela 43 - Resultados obtidos do dimensionamento para a flexão transversal

Laje	M_{Ed} [kN.m]	$M_{Ed,Cal}$ [kN.m]	$A_{s,Ed}$ [cm ² /m]	$A_{s,min}$ [cm ² /m]	$A_{s,cal}$ [cm ² /m]	Armaduras de Flexão	$A_{s,eff}$ [cm ² /m]
Pedonal	$M_{Ed,y}^+$	2,04	3,91	0,64	2,55	2 Planos Ø 8//0,175	2,87
	$M_{Ed,x}^+$	3,91					
	$M_{Ed,y}^-$	-52,2	-52,20	9,09	2,55	2 Planos Ø 16//0,175	11,49
	$M_{Ed,x}^-$	-48,36					
Rodoviária	$M_{Ed,y}^+$	84,52	93,13	10,69	3,82	2 Planos Ø 16//0,175	11,49
	$M_{Ed,x}^+$	93,13					
	$M_{Ed,y}^-$	-166,6	-166,60	19,81	3,82	2 Planos Ø 16//0,100	20,11
	$M_{Ed,x}^-$	-154,77					
Ferroviária	$M_{Ed,y}^+$	78,09	113,08	13,05	3,82	2 Planos Ø 16//0,150	13,40
	$M_{Ed,x}^+$	113,08					
	$M_{Ed,y}^-$	-108,17	-169,99	20,27	3,82	2 Planos Ø 20//0,150	20,94
	$M_{Ed,x}^-$	-169,99					

- Armadura de Flexão Longitudinal

No cálculo da armadura longitudinal das vigas mistas, foi calculada em concordância com a sua resistência à flexão negativa e à encurvadura lateral, como apresentado no subcapítulo 7.3.1.4 do presente capítulo. As armaduras resultantes e as áreas mínimas necessárias estão representadas na tabela 44.

Tabela 44 - Resultados obtidos do dimensionamento para a flexão longitudinal

Viga Mista	Vão [m]	$A_{s,min, apoio}$ [cm ²]	Fibra do Banzo de Betão	Armadura de Flexão	b_{eff} [m]	$A_{s,eff}$ [cm ²]
Rodoviária	X = 0,0	36,72	Superior	Ø 20//0,100	1,40	78,90
			Inferior	Ø 20//0,125		
	X = 7,5	41,63	Superior	Ø 20//0,100	1,61	90,83
			Inferior	Ø 20//0,125		
	X = restantes	52,16	Superior	Ø 20//0,100	2,08	117,34
			Inferior	Ø 20//0,125		
Ferroviária nº1	X = 0,0	60,42	Superior	Ø 20//0,150	1,90	66,42
			Inferior	Ø 20//0,150		
	X = restantes	60,59	Superior	Ø 20//0,150	1,91	65,52
			Inferior	Ø 20//0,150		
	X = 155 e 180 (Torres)	60,59	Superior	Ø 20//0,100	1,91	119,85
			Inferior	Ø 20//0,100		
Ferroviária nº2	X = 0,0	61,44	Superior	Ø 20//0,150	1,94	66,55
			Inferior	Ø 20//0,150		
	X = restantes	60,59	Superior	Ø 20//0,150	1,91	65,52
			Inferior	Ø 20//0,150		
	X = 155 e 180 (Torres)	60,59	Superior	Ø 20//0,100	1,91	119,85
			Inferior	Ø 20//0,100		

7.4 Verificação aos Estados Limites das Torres

A análise à verificação dos estados limites efetuada para as torres foi avaliada em concordância com as combinações consideradas na verificação do tabuleiro. No presente caso foram avaliados os seguintes estados limites nas torres:

- ELS de Descompressão: EN1992-2, 7.3;
-Limitação das tensões de $\sigma_c \leq 0,45 f_{ck}$, para as combinações quase-permanentes de ações para evitar ter que realizar um cálculo de fluência não-linear;
- ELS de Fendilhação: EN1992-2, 7.3;
-Limitação das tensões de $\sigma_c \leq f_{ctm}$, para as combinações frequentes de ações não deve exceder 0,3mm;
- ELS de Compressão Máxima EN1992-2, 7.2;
-Limitação das tensões de $\sigma_c \leq 0,60 f_{ck}$, para as combinações características das ações para limitar a compressão máxima do betão;
- ELU de Resistência à Encurvadura por Flexão Composta Desviada: REBAP
-A análise e o dimensionamento das torres foi efetuada com base no método preconizado no REBAP para o cálculo dos efeitos de 2ª ordem em pilares de betão armado;
- ELU de Resistência ao Esforço Transverso: EN1992-1, 9.2, 9.5
-Análise e dimensionamento para pilares;

As torres estão sujeitas a flexão composta desviada e como tal o eixo neutro varia consecutivamente com a relação dos esforços atuantes, NX, MY e MZ. Em resultado as fibras mais comprimidas e tracionadas estão localizados em pontos diferentes ao longo do seu desenvolvimento.

Tendo em consideração que se pretende efetuar um dimensionamento geral, analisaram-se os esforços obtidos das combinações dos estados limites últimos nos pontos mais desfavoráveis das secções.

7.4.1 Verificação dos Estados Limites Serviço

7.4.1.1 ELS de Tensão de Descompressão

Para os elementos em betão armado, o estado limite de descompressão deve-se verificar para a combinação quase-permanente, em concordância com a NP EN1992-1, em que foi especificada a classe de exposição XS1, que representa estruturas expostas ao sal transportado pelo ar mas não em contacto direto com a água do mar.

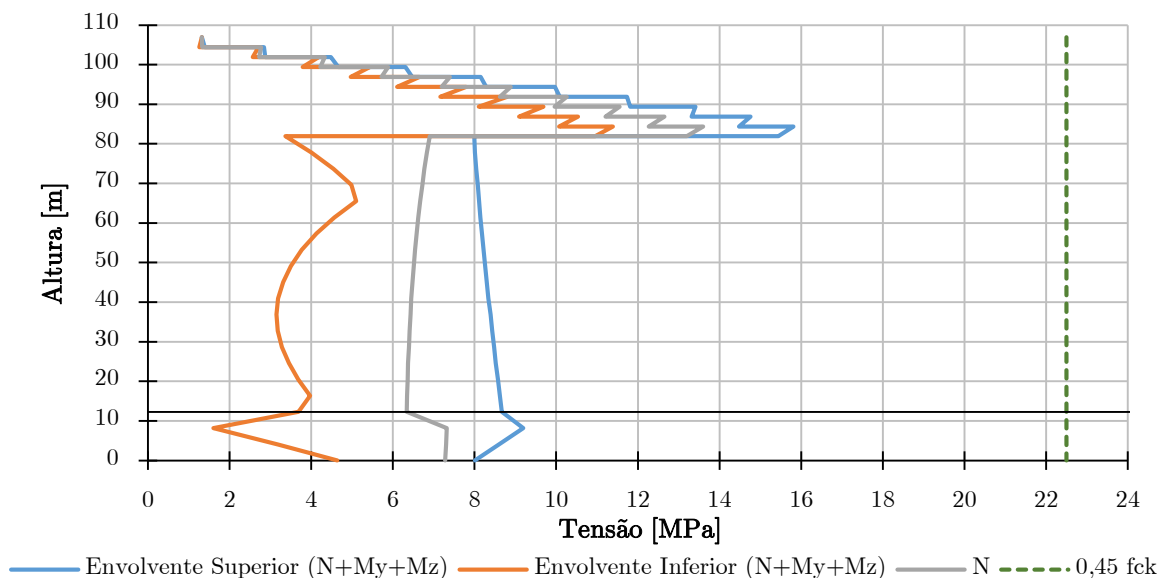


Figura 359 - Verificação das tensões normais atuantes da envolvente de combinações quase-permanentes nas torres

Pela análise da figura 359 verifica-se que as secções condicionantes para as combinações quase permanentes, localizam-se na base do fuste com um valor mínimo de 11,4 MPa e máximo de 15,5 MPa, nas pernas a uma altura de 65,5 metros com um valor mínimo de 5,1 MPa e máximo de 8,2 MPa, e na secção da travessa nos apoios com um valor mínimo de 4 MPa e máximo de 8,7 MPa.

Assim confirma-se que em todos os pontos as secções se encontram comprimidas e não ultrapassam o valor $0,45f_{ck}$ no valor de 22,5 MPa, verificando o estado limite de descompressão das torres.

7.4.1.2 ELS de Tensão de Fendilhação

De acordo com o artigo 7.3 da EN1992-2 para a classe de exposição ambiental XS1, o valor máximo da abertura de fendas para elementos de betão armado, determinado pela combinação frequente de ações, não deve exceder 0,3mm.

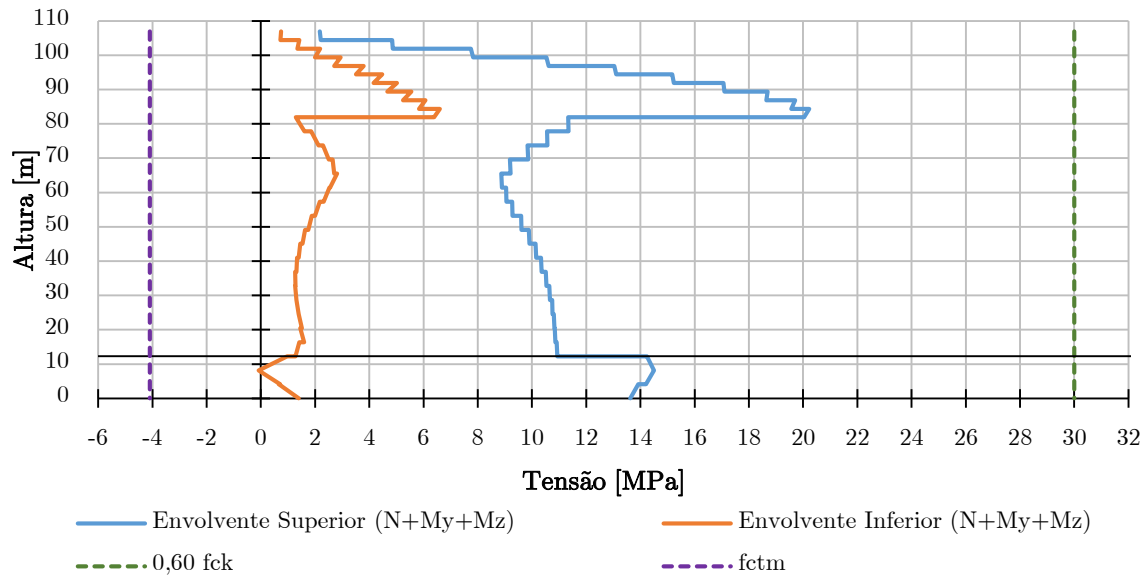


Figura 360 - Verificação das tensões normais atuantes da envoltente de combinações frequentes nas torres

Pela análise da figura 360 verifica-se que as secções condicionantes para as combinações frequentes, localizam-se na base do fuste com um valor mínimo de 6,6 MPa e máximo de 20,2 MPa, nas pernas a uma altura de 81,9 metros com um valor mínimo de 1,3 MPa e máximo de 11,34 MPa, e na secção da travessa nos apoios com um valor mínimo de -0,08 MPa e máximo de 14,5 MPa.

Como o valor das tensões de tração é muito próximo de zero e inferior f_{ctm} , dispensou-se o cálculo da abertura de fendas. Assim confirma-se que em todos os pontos as secções não ultrapassam o valor $0,6f_{ck}$ no valor de 30 MPa, verificando o estado limite de fendilhação das torres.

7.4.1.3 ELS de Tensão de Compressão Máxima

De acordo com o artigo 7.2 da EN1992-2 a máxima compressão do betão não deve exceder $0,6f_{ck}$ para a combinação característica de ações. Das combinações consideradas obteve-se as envolventes de tensões representadas na figura 360.

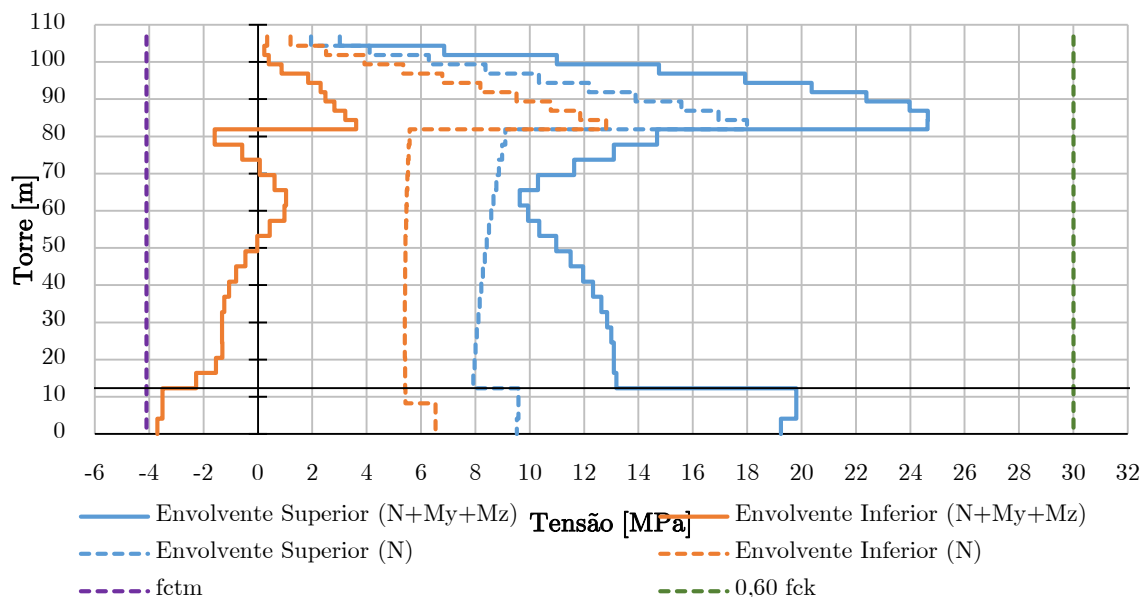


Figura 361 - Verificação das tensões normais atuantes da envolvente de combinações características nas torres

Pela análise da figura 361 verifica-se que as secções condicionantes para as combinações características localizam-se na base do fuste com um valor mínimo de 3,61 MPa e máximo de 24,7 MPa, nas pernas a uma altura de 81,9 metros com um valor mínimo de tração de -1,60 MPa e máximo de 14,7 MPa, e na secção perto da base de fundação com um valor mínimo de tração de -3,7 MPa e máximo de 19,24 MPa. Como se pode verificar mais pormenorizadamente, as tensões devido exclusivamente ao esforço axial vão aumentando no fuste até à base desta, sendo que, no caso das pernas, elas praticamente se mantêm constantes, com um ligeiro acréscimo na secção alinhada pelos apoios. No entanto, as tensões devido aos esforços axiais e momentos flettores, têm “picos” mínimos e máximos na base de fundação devido aos momentos flettores em torno de yy, como já era esperado, nas secções intermédias das pernas, e no topo desta, devido ao impedimento de rotação da secção naquele local por causa dos momentos flettores negativos em torno do eixo zz (plano transversal). A máxima tensão de compressão no betão das torres observada é de 24,7 MPa, inferior a 60% do valor característico da resistência do betão à compressão, $0,6f_{ck}=30$ MPa. Desta forma estão asseguradas todas as verificações de utilização analisadas para as torres.

7.4.2 Verificação dos Estados Limites Último

7.4.2.1 ELU de Resistência à Encurvadura por Flexão Composta Desviada

A análise e o dimensionamento das torres foi efetuada com base no método preconizado no REBAP para o cálculo dos efeitos de 2ª ordem em pilares de betão armado (método coluna padrão). A coluna padrão é um pilar encastrado na base e livre no topo, solicitado axialmente e em flexão plana por momentos fletores constantes ou variáveis ao longo do seu eixo.

A verificação da segurança dos pilares segundo o REBAP é feita calculando a reserva de segurança da secção da base em flexão composta desviada.

$$FS = \left[\frac{M_{Ed,Z}}{M_{Rd,Z0}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{Ed,Y}}{M_{Rd,Y0}} \right]^\alpha \leq 1$$

Segundo o art.º 61.3 os momentos com efeitos de 2ª ordem são dados pelas expressões regulamentares:

$$M_{Ed,Z} = M_{Ed,Z,0} + N_{Ed} \times (e_{2,Y} + e_{a,Y} + e_{c,Y})$$

$$M_{Ed,Y} = M_{Ed,Y,0} + N_{Ed} \times (e_{2,Z} + e_{a,Z} + e_{c,Z})$$

As excentricidades adicionais são respetivamente:

- Excentricidade de 2ª ordem (art.º 63.3)

A excentricidade de 2ª ordem e_2 resulta da deformação do pilar na iminência da rotura, sendo e_2 dado por:

$$e_2 = \frac{L_0^2}{\pi^2} \times \frac{1}{r} \approx \frac{L_0^2}{10} \times \frac{1}{r}$$

em que L_0 é o comprimento de encurvadura e $1/r$ a curvatura da secção crítica no instante da rotura, ou seja, quando está submetida ao esforço axial N do pilar e ao momento fletor que em conjunto com ele provoca a rotura. A curvatura da secção crítica no instante da rotura é dada por:

$$\frac{1}{r} = \frac{5 \times 10^{-3}}{h} \times \eta$$

em que,

$$\eta = \frac{0,4 \times f_{cd} \times A_c}{N_{Ed}} \leq 1$$

- Excentricidade accidental (art.º 63.2)

As incertezas quanto a eventuais defeitos de construção, e a imperfeições geométricas como por exemplo a não verticalidade dos pilares, o posicionamento do esforço axial relativamente ao eixo do pilar, considera-se que o esforço axial atua com uma excentricidade acrescida de uma excentricidade adicional e_a . O REBAP fixa o valor da excentricidade adicional em:

$$e_a = \frac{L_0}{300} \text{ se } L_0 > 6m$$

$$e_a = 2cm \text{ se } L_0 \leq 6m$$

- Excentricidade de fluência (art.º 63.4)

O efeito da fluência é um efeito de 2.^a ordem que está relacionado com a parcela de carga que atua com carácter de permanência. Então, devem-se quantificar os esforços de 1.^a ordem N_{sg} e M_{sg} devidos às cargas permanentes e quantificar as propriedades reológicas do betão.

O REBAP propõe a expressão seguinte:

$$e_c = \left(\frac{M_{sg}}{N_{sg}} + e_a \right) \left[\exp \left(\frac{\varphi(t_\infty, t_0) \cdot N_{sg}}{N_E - N_g} \right) - 1 \right]$$

$$e_c = 0 \text{ se } \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \geq 2,0h \text{ ou } \lambda \leq 70$$

Esforços de Cálculo de 1º Ordem

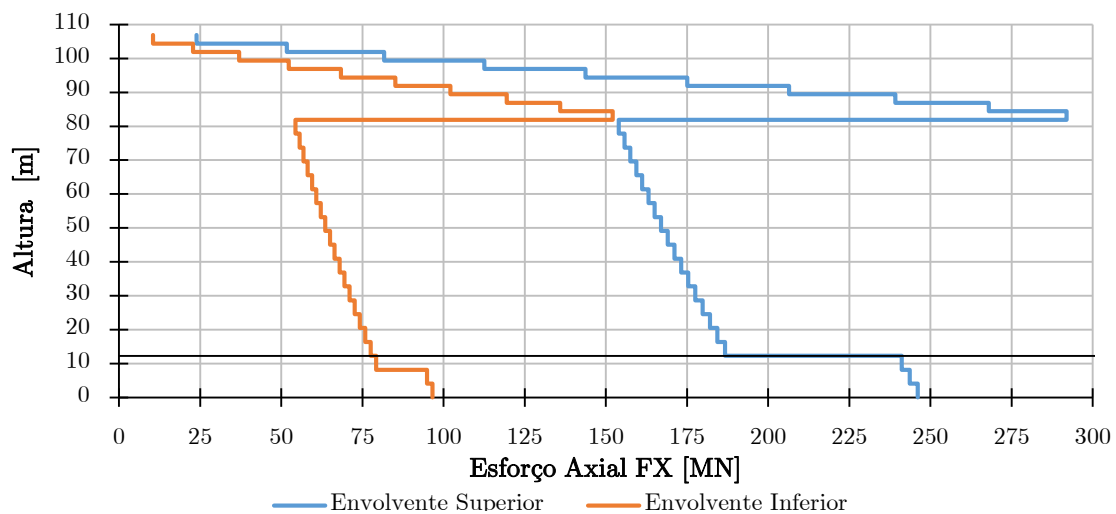


Figura 362 - Diagrama de esforços axiais Fx atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres

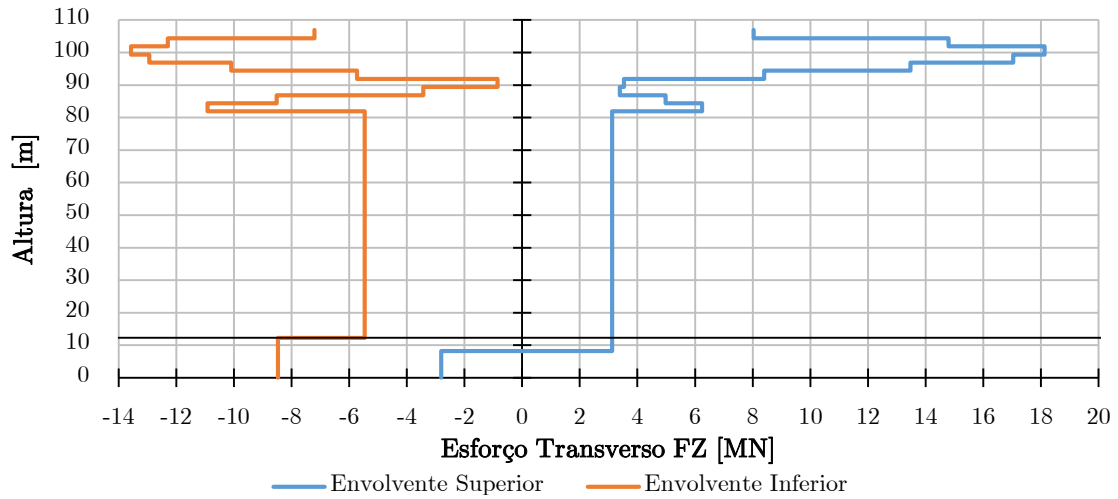


Figura 363 - Diagrama dos esforços transversos Fz atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres

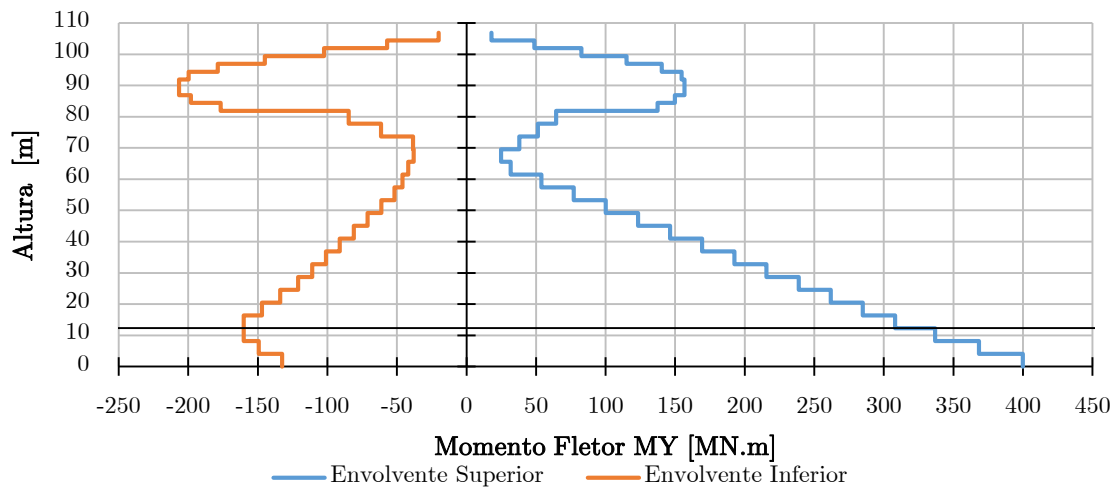


Figura 364 - Diagrama dos momentos fletores My atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres

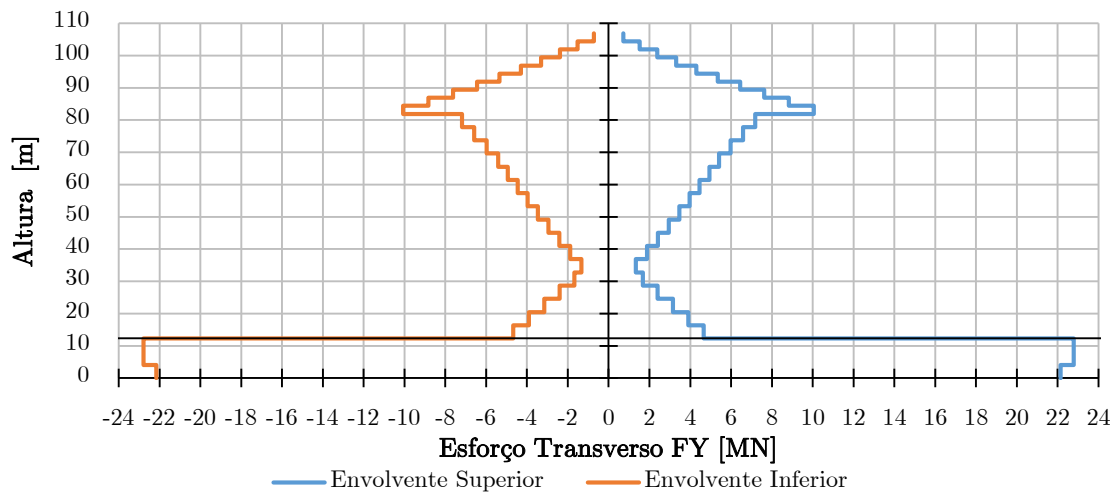


Figura 365 - Diagrama dos esforços transversos Fy atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres

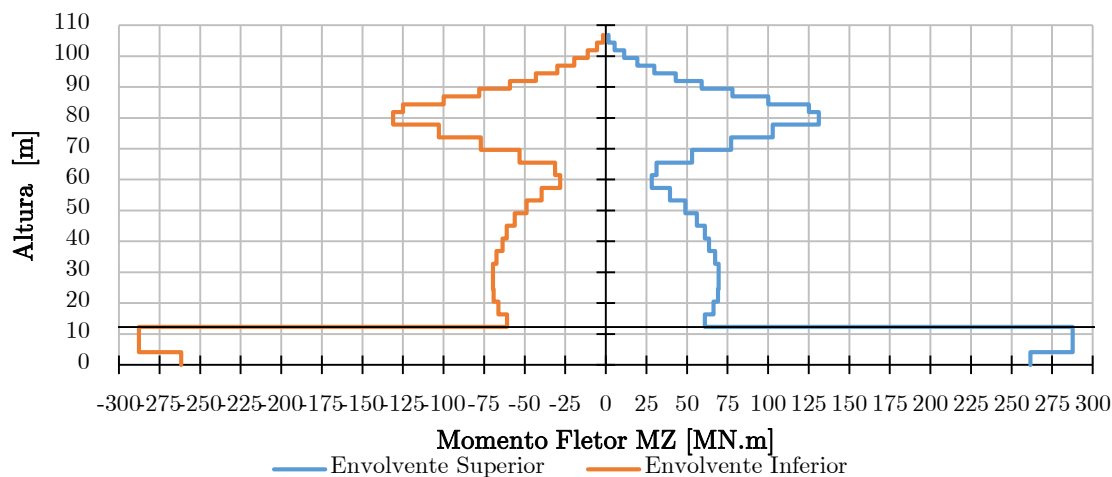


Figura 366 - Diagrama dos momentos fletores Mz atuantes da envolvente de combinações ELU nas torres

No cálculo dos efeitos de 2ª ordem teve-se em conta os dois elementos principais das torres: o fuste e as pernas. Tendo em consideração que se pretende efetuar um dimensionamento geral, identificou-se e analisou-se os esforços obtidos das combinações nos pontos mais desfavoráveis das secções. Dado que na direção longitudinal as torres não estão travadas, quer no fuste quer nas pernas, considerou-se um comprimento de encurvadura $2L$ para uma estrutura com encastramento total na base do fuste e nas pernas. Na direção transversal, o fuste considerou-se com o comprimento de encurvadura igual a $2L$, sendo que, no caso das pernas, considerou-se um comprimento de encurvadura de L com encastramento total na base, considerando este como nó fixo na base, e como nó móvel no topo das pernas.

No quadro seguinte apresentam-se as excentricidades consideradas no fuste e nas pernas

Tabela 45 - Excentricidades adicionais na direção longitudinal e transversal do fuste e das pernas

Secção	$B_{eq,x}$ [m]	$B_{eq,y}$ [m]	Esp_{eq} [m]	L [m]	Neta	$e_{2,x}$ [cm]	$e_{a,x}$ [cm]	$e_{c,x}$ [cm]	$e_{x,total}$ [cm]	$e_{2,y}$ [cm]	$e_{a,y}$ [cm]	$e_{c,y}$ [cm]	$e_{y,total}$ [cm]
Fuste	5,50	5,03	0,60	25,00	0,62	15,51	16,67	0,00	32,18	14,19	16,67	0,00	30,85
Pernas topo e meio	5,57	4,45	0,80	84,62	0,72	321,82	56,41	0,00	378,23	64,28	28,20	0,00	92,48

A verificação da resistência à flexão das torres em betão armado foi realizada para a fase imediatamente após a entrada em serviço da ponte. Para a análise e dimensionamento das secções transversais recorreu-se ao programa de cálculo em Visual Basic. A armadura longitudinal base é constituída por dois planos de $\varnothing 20/0,20$ em toda a secção das torres.

A armadura mínima de flexão obtida foi determinada de acordo com o ponto (6.1) da EN1992-2 já referida. Deste modo obteve-se uma armadura mínima de 671,14 cm² no fuste, 354,06 cm² no topo da perna, 398,24 cm² no meio das pernas e 565,64 cm² na base de fundação das pernas (C50/60; S500). As armaduras dispostas são superiores à armadura mínima em todos os casos. Os esforços resistentes de cálculo foram determinados pelo programa atrás referido considerando as armaduras apresentadas nas peças desenhadas do projeto.

Tabela 46 - Resultados obtidos do dimensionamento para flexão composta desviada

Secção	Med,z [kN.m]	Med,y [kN.m]	Ned [kN]	Armadura de Flexão	Mrd,z [kN.m]	Mrd,y [kN.m]	Med/Mrd
Fuste	151833	283574	239137	Ø 25//0,100	341167	346792	0,825
Pernas topo e meio	273623	283560	154019	Ø 25//0,100	535625	595362	0,98
Pernas Base	261612	399876	246054	Ø 25//0,100	643342	682696	0,992

7.4.2.2 ELU de Resistência ao Esforço Transverso

A verificação da segurança ao esforço transversal foi realizada de acordo com a EN1992-1-1 e EN1992-2, respetivamente, para a área resistente efetiva.

Na tabela 47 são observados os valores atuantes de cálculo do esforço transversal máximo $V_{Ed,z}/V_{Ed,y}$, e da armadura transversal adotada.

Tabela 47 - Resultados obtidos do dimensionamento para o esforço transversal

Secção	Ved,z [kN]	Ved,y [kN]	Armadura de Esforço Transverso
Fuste	18133	10059	2 Ramos Ø16//0,100
Pernas topo e meio	5459	7176	2 Ramos Ø16//0,100
Pernas Base	8469	22150	2 Ramos Ø16//0,100

A armadura transversal mínima foi determinada a partir do ponto (9.2.2) da EN1992-1-1, para a direção mais desfavorável. Adotou-se como armadura mínima Ø16//0,10 (2 ramos), à qual corresponde uma área de 40,21 cm²/m.

As secções e as respetivas disposições de armaduras são apresentadas em anexo.

7.5 Verificação aos Estados Limites do Tirantes

7.5.1 Critérios Regulamentares Adotados da Verificação da Segurança

A análise preliminar dos cabos foi efetuada no capítulo 6 referente ao pré-dimensionamento, em que se considerou um limite máximo de tensão em 50% em cada cabo para o estado limite último para a sobrecarga rodoferroviária e pedonal. É importante salientar que a tensão máxima admissível em 50% para o estado limite último em fase de serviço considerado no pré-dimensionamento, não é válida para efeitos de verificação regulamentar, visto que a verificação da tensão máxima de 50% admissível é relativa ao estado limite de utilização. Como já referenciado anteriormente, a justificação para a consideração do valor limite de 50% da tensão instalada na fase de pré-dimensionamento foi pelo lado da segurança considerando vários fatores de forma indireta: a limitação do modelo de cálculo (modelo bidimensional, tirantes verticais no plano transversal); vários parâmetros não-lineares considerados como por exemplo o efeito da catenária nos cabos; a força de tensionamento dos cabos que não se realizou respetivamente em pré-dimensionamento.

Segundo a norma EN 1993-1-11, a tensão máxima instalada admissível é limitada em 45% da tensão resistente dos cabos para garantir a resistência à rotura dos cabos para a necessidade de prevenir eventuais consequências negativas das tensões de fadiga do aço. A mesma norma refere ainda que assegurando as condições de fadiga, poderá atingir um máximo de 50% em fase de serviço.

A *Institution of Civil Engineers (ICE)* refere que a *The Post-Tensioning Institute (PTI)* recomenda um limite para as cargas normais de um máximo de 45% e de 50% para cargas excecionais, como também a *PTI* refere a *Recommendations of French Interministerial Commission on Prestressing (SETRA)* que recomenda um máximo para o estado limite de utilização de 50% e de 70% para o estado limite último.

Sabendo que os fabricantes testam a fadiga dos cabos segundo as normas para 45% da tensão de rotura assegurando a sua resistência à fadiga, e de acordo com as recomendações da *PTI* para cargas excecionais (tráfego misto) e segundo a *SETRA* o valor máximo para o estado limite de utilização, considerou-se para a verificação um valor máximo de tensão instalada de 50% para ELS e de 70 % para o ELU, considerando satisfeitas as condições da norma EN 1993-1-11.

7.5.2 Verificação dos Estados Limites Serviço

O Eurocódigo 3 Parte 1-11, segundo a cláusula 7.2 - nota 2, exige a verificação dos estados limites de serviço em fase de serviço da estrutura para a combinação característica de ações. Sendo assim, foi garantido que todos os cabos estivessem tracionados com uma tensão igual ou inferior à tensão máxima de 930 MPa (50% de 1860 MPa). No gráfico abaixo estão representadas a variação dos esforços e das tensões para as várias combinações características efetuadas.

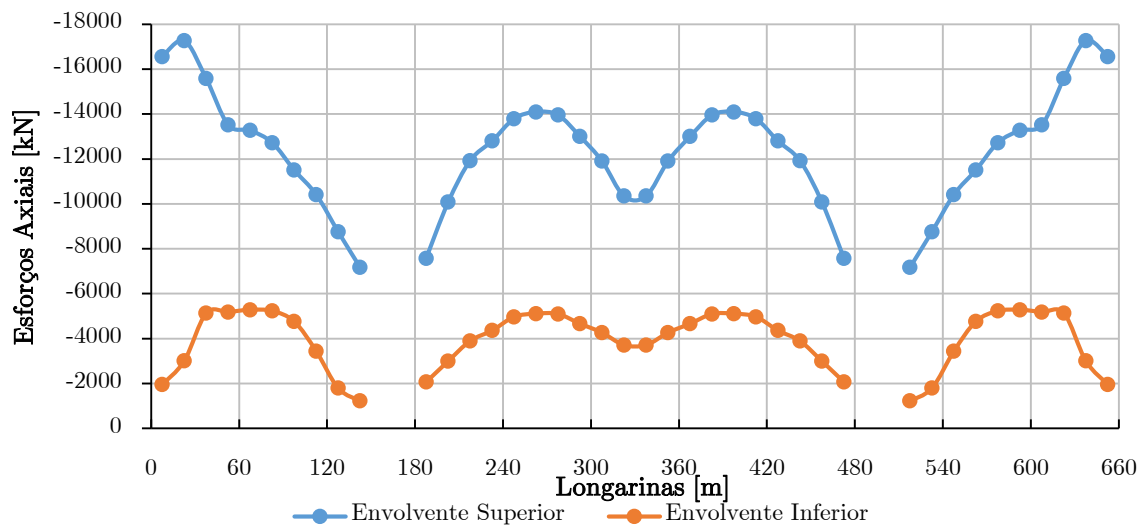


Figura 367 - Variação da envolvente dos esforços axiais atuantes nos tirantes para a combinação característica

Pode-se observar no gráfico acima que os esforços máximos na estrutura ocorrem nos tirantes mais longos dos vãos laterais, com esforços máximos de tração de 17270 kN e mínimos de 1226 kN nos tirantes mais curtos junto às torres.

Na realidade, os tirantes mais longos dos vãos laterais têm uma dupla função: suporte básico estrutural da sua área de influência do tabuleiro (o que foi considerado no pré-dimensionamento); e de retenção, isto é, garantem a estabilidade do tabuleiro do vão central quando este fica solicitado, através do impedimento da rotação da torre (o que não foi considerado no pré-dimensionamento). Os esforços nos tirantes têm ainda a influência das deformações do tabuleiro, o incremento da força de tensionamento inicial e do efeito da catenária dos cabos.

No gráfico a seguir representa-se a variação das tensões nos tirantes.

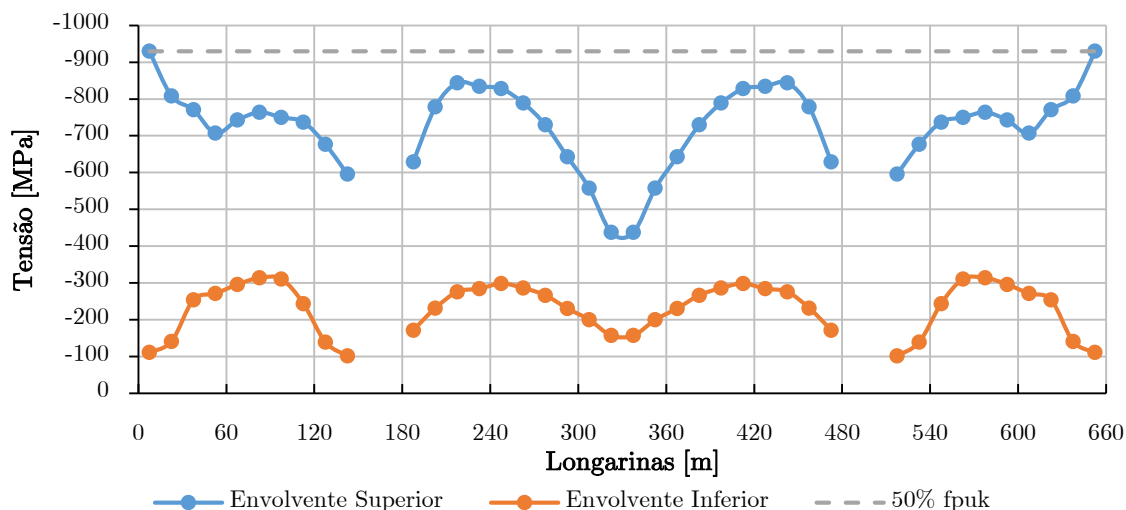


Figura 368 - Variação da envolvente das tensões atuantes nos tirantes para a combinação característica

Observou-se que os níveis de tensão da envolvente superior em alguns cabos poderiam eventualmente subir ligeiramente para ter menos área de cordões. Por outro lado, a eventual reconsideração da diminuição da área poderia ter bastante influência na deformação vertical do tabuleiro para as sobrecargas o que levaria a aumentar o deslocamento vertical, pelo que a análise não pode ser muito linear/direta, e aceitaram-se os valores obtidos. Como se pode verificar no gráfico acima, o limite máximo admissível de tensão no Estado limite de serviço de 50% f_{puk} é verificado para todos os tirantes.

7.5.3 Verificação dos Estados Limites Últimos

Como para os estados limite de serviço, o Eurocódigo 3 Parte 1-11, segundo a cláusula 6.2, exige a verificação dos estados limites último em fase de serviço da estrutura para a combinação característica de ações. Este regulamento é baseado em parte pelas recomendações da *SETRA* que recomenda como limite de tensão de 70% f_{puk} na fase em serviço, desde que os tirantes tenham sido testados à fadiga e tenham equipamentos de amortecimento de vibrações. Sendo assim, foi garantido que todos os cabos estivessem tracionados com uma tensão igual ou inferior a tensão máxima de 1302 MPa (70% de 1860 MPa). No gráfico abaixo estão representadas a variação dos esforços e das tensões para as várias combinações de resistência última em serviço.

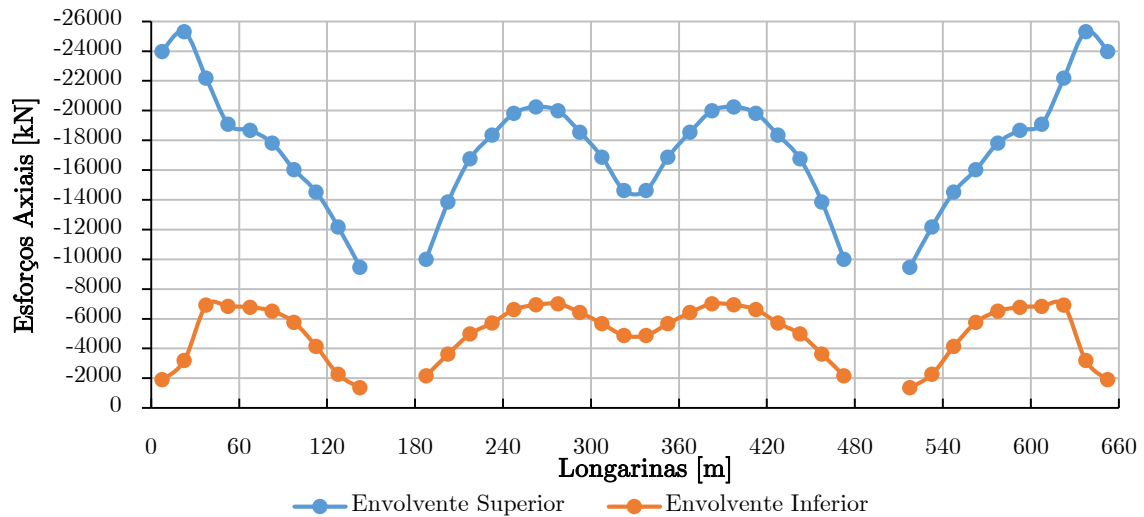


Figura 369 - Variação da envolvente dos esforços axiais atuantes nos tirantes para a combinação do estado limite último

Pode-se observar no gráfico acima que os esforços máximos na estrutura ocorrem nos tirantes mais longos dos vãos laterais, com esforços máximos de tração de 25306 kN e mínimos de 1357 kN nos tirantes mais curtos junto às torres. À primeira vista pode-se reparar que a variação dos esforços deu aproximadamente igual como no estado limite de serviço, mas com valores mais elevados como seria de esperar, pois os coeficientes de majoração são maiores. No gráfico a seguir representa-se a variação das tensões nos tirantes.

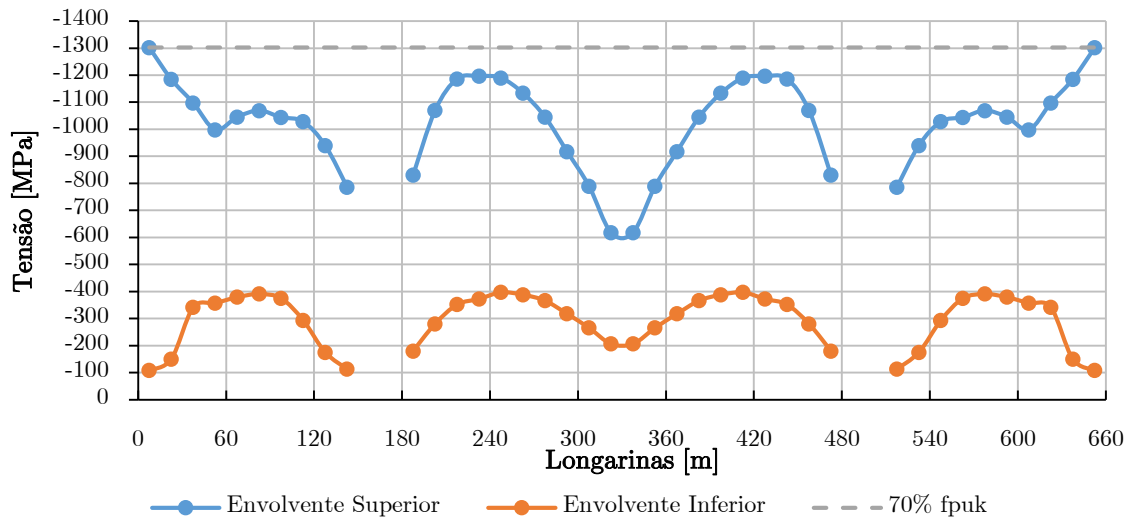


Figura 370 - Variação da envolvente das tensões atuantes nos tirantes para a combinação do estado limite último

Como se pode verificar no gráfico acima tal como no estado limite de serviço, o limite máximo admissível de tensão no Estado limite último de $70\% f_{puk}$ é verificado para todos os tirantes

8 ESTIMATIVA ORÇAMENTAL

Para estimar o valor global da obra, foi efetuada uma estimativa de custos baseada nos planos de trabalhos previstos, nas medições realizadas a partir das peças desenhadas, e no seu custo unitário associado a cada item do mapa de medições. Todos os preços adotados foram obtidos com base em valores de referência utilizados no mercado português e com base em dados fornecidos por fornecedores contactados, pelo que, face aos inevitáveis erros e omissões, acima de tudo se pretende estimar o valor global da obra.

As medições efetuadas no projeto correspondem às estimativas das seguintes quantidades:

- Trabalhos Preparatórios e Movimentação de terras;
- Betões;
- Aços;
- Cavaletes e Cofragens;
- Equipamentos e Aparelhos de apoio;
- Alvenarias, Revestimentos, Canalização e Impermeabilização;
- Estaleiro
- Outros Trabalhos

Nos custos unitários apresentados de cada material estão incluídos o preço das operações construtivas, como várias despesas associadas com a montagem, manutenção e desmontagem do estaleiro, água, eletricidade e combustíveis. Todos os materiais associados aos elementos estruturais não contemplados (p. ex. fundações e encontros) no dimensionamento do presente projeto, e incluídos nos custos, foram aproximadamente medidos com base em obras

públicas similares e/ou projetos propostos. Todos os detalhes da estimativa de custos podem ser consultados no mapa discriminativo de custos no Anexo II.

O custo total da obra estimou-se em 82.202.000,00 € (*82 milhões e 202 mil euros*), o que corresponde a um custo por m² de área de tabuleiro de 3.642,00 €/m² (*3 mil e 642 euros por metro quadrado*), e a um custo por m³ de volume de tabuleiro de 748,00 €/m³ (*748 euros por metro cúbico de tabuleiro*). O custo estimado das medições efetuadas está repartido da forma seguinte:

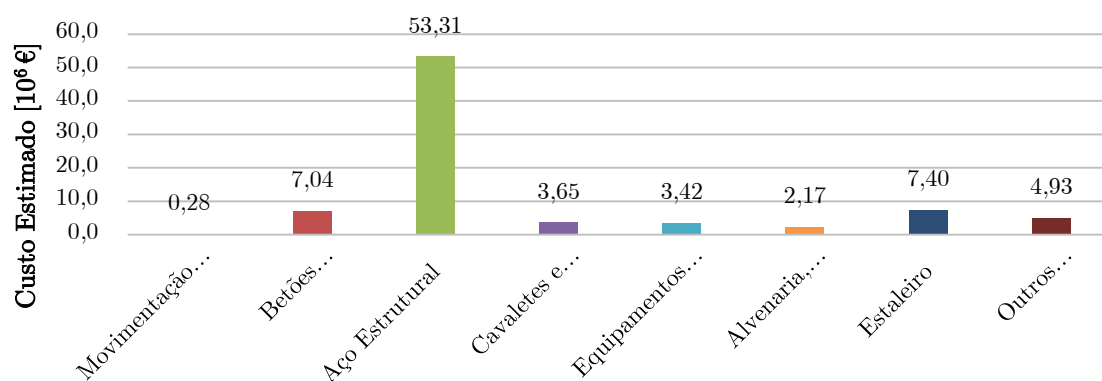


Figura 371 - Custos parciais da obra [Milhões de €]

Repartindo os custos representados na figura 371 mais em detalhe e analisando-os em percentagem (figura 372), permite verificar que a maior parcela dos custos estimados corresponde aos materiais de aço (64,85%), sendo que os materiais de betão e o custo do estaleiro, correspondem respetivamente a 8,56% e a 9,00%. Os restantes elementos correspondem ao somatório de 17,59% do valor total estimado da obra.

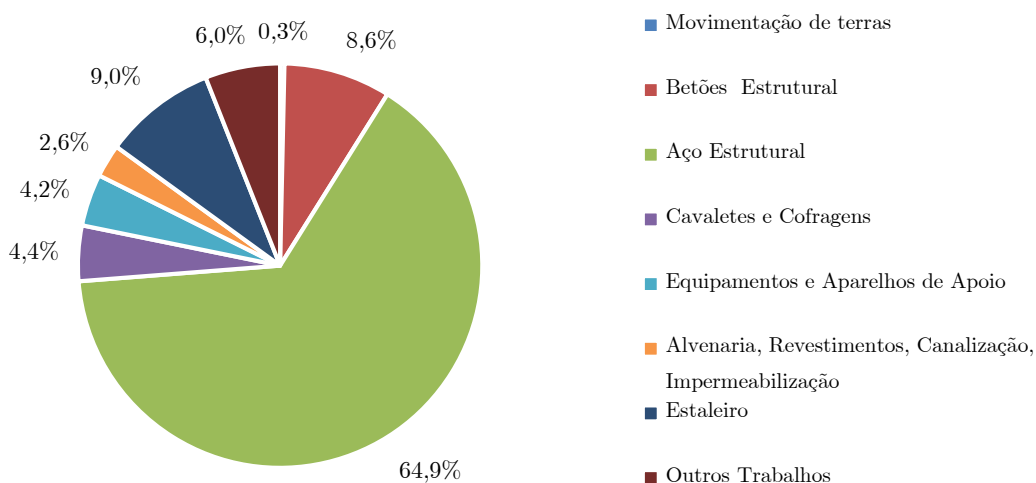


Figura 372 - Relação dos custos repartidos da obra [%]

Além da repartição de custos referenciados no início do presente capítulo, foi realizada uma repartição de custos de outra forma, em função da construção dos principais elementos estruturais da obra de arte, de forma a saber quanto custará a construção de cada um desses elementos. Assim, o custo total da obra de 82.202.000,00 €, foi repartido da forma seguinte:

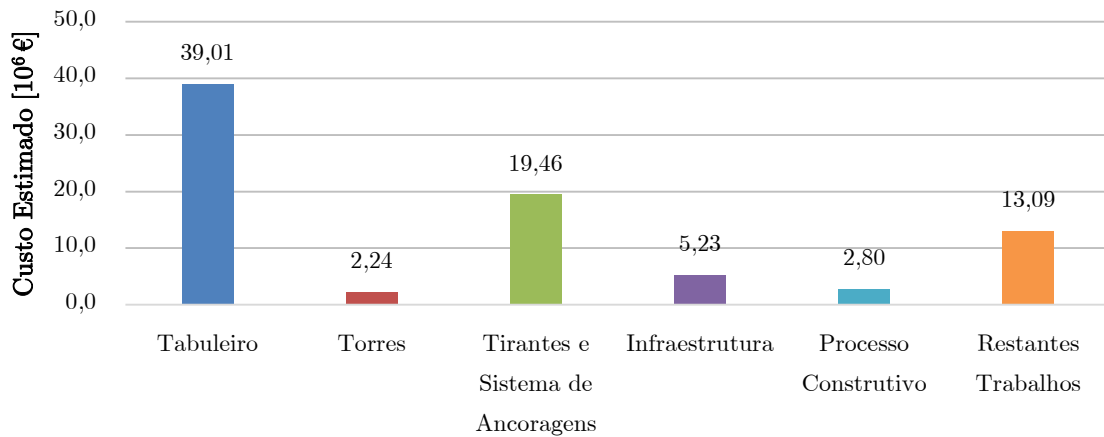


Figura 373 - Custos parciais da obra dos elementos estruturais principais [Milhões de €]

Repartindo os custos representados na figura 373 mais em detalhe e analisando-os em percentagem (Figura 374), permite verificar que a maior parcela dos custos estimados corresponde à construção do tabuleiro (47,68%), aproximadamente metade do valor global da obra, sendo que o custo dos tirantes e do sistema de ancoragens possui um custo significativo (23,78%), aproximadamente um quarto do valor global da obra. Os restantes elementos estruturais, torres e infraestruturas (fundações e encontros), correspondem respetivamente a 2,73% e a 6,39% do valor total estimado da obra.

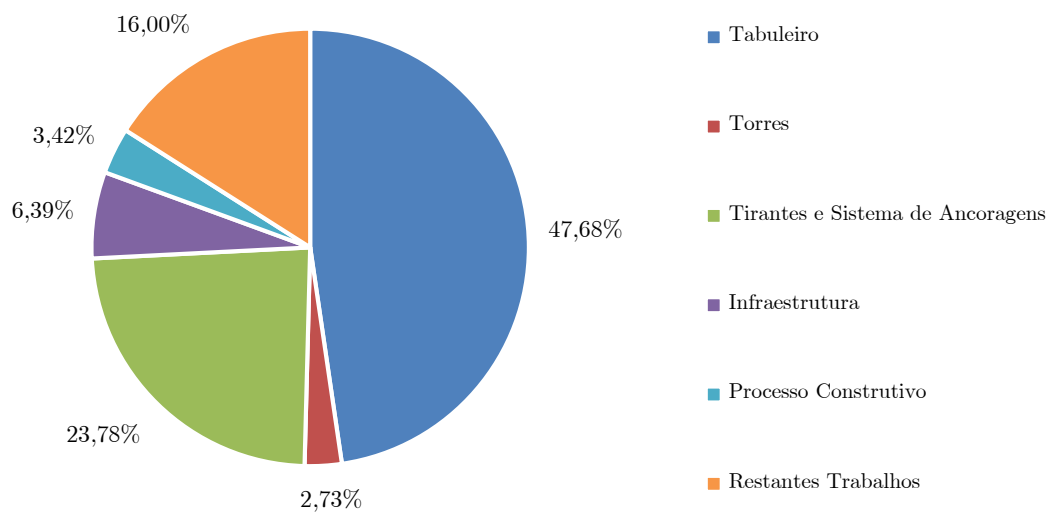


Figura 374 - Relação dos custos repartidos da obra dos elementos estruturais principais [%]

Relativamente aos custos de construção do tabuleiro, torres e tirantes representados na figura 373, realizou-se uma divisão mais conveniente de custos para cada um dos elementos estruturais. Assim, dentro dos custos da construção do tabuleiro de valor total de 39.012.244,70 € (figura 373), é repartido da forma seguinte:

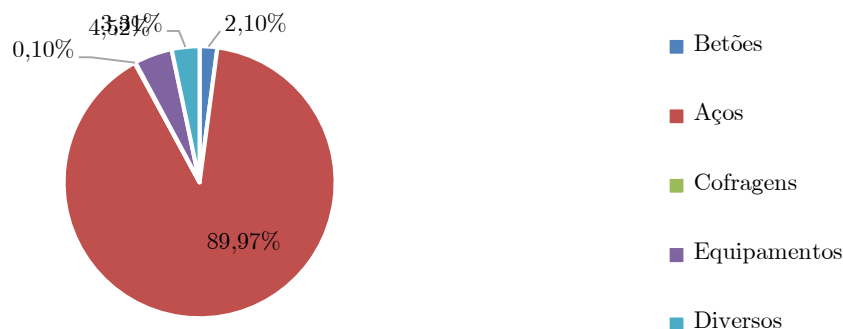


Figura 375 - Repartição de custos da construção do tabuleiro [%]

Dentro dos custos do tabuleiro, mostra-se que a parcela do custo do aço representa aproximadamente 90% (35.100.523,70 €) do custo total da construção do tabuleiro. Os restantes (Betão, cofragens, equipamentos e diversos) apenas representam 10% (3.911.721,00 €) do valor global da construção do tabuleiro. Relativamente à construção das torres, o valor da sua construção resulta em 2.236.239,10 € (figura 373), e está repartido da forma seguinte:

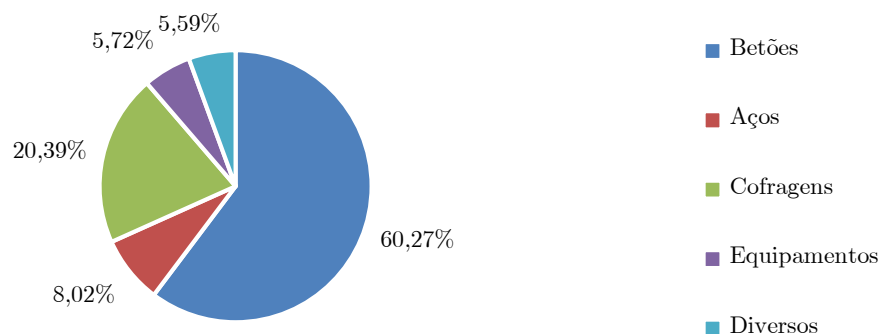


Figura 376 - Repartição de custos da construção das torres [%]

Os resultados obtidos da repartição de custos da construção das torres, permite verificar que a parcela mais elevada corresponde ao material de betão em cerca de 60,27% (1.347.712,00 €), o que era já expectável (ao contrário no que sucede no tabuleiro em que a maior parcela advém do aço, pois este é construído como uma estrutura mista aço-betão). A cofragem representa cerca de 20,39% (456.075,00 €), e os restantes, aços, equipamentos e diversos, repartem-se de forma mais ou menos equilibrada.

Relativamente à construção dos tirantes e sistemas de ancoragens de valor global de 19.458.807,17 € (figura 373), está repartido da forma seguinte:

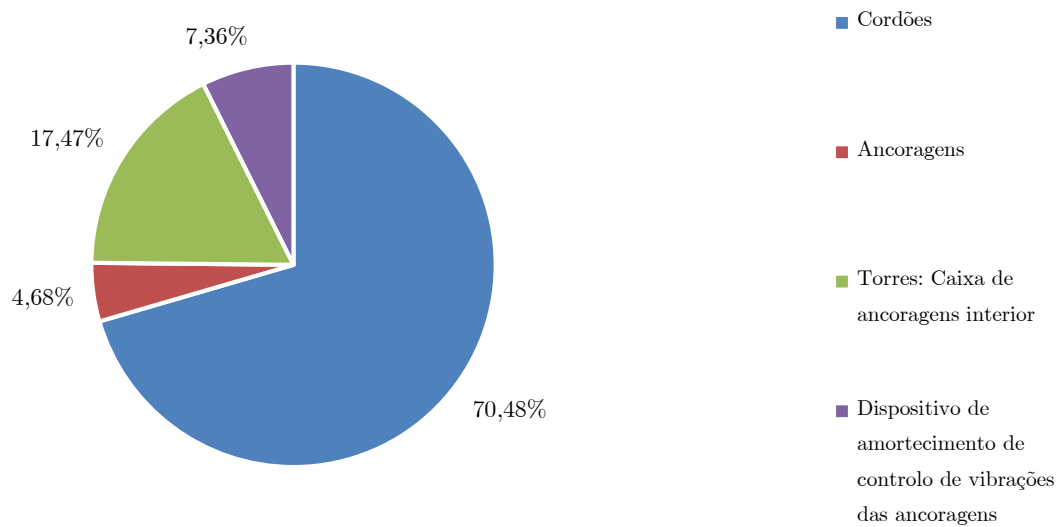


Figura 377 - Repartição de custos da construção das torres [%]

Dentro dos custos dos tirantes e do sistema de ancoragens, mostra-se que a maior parcela dos custos estimados corresponde aos cordões em cerca 70,5% (13.715.370,00 €), seguidamente pelas caixas de ancoragens interiores localizadas nas torres em cerca de 17,5% (3.400.274,13 €). Os restantes elementos correspondem ao somatório de 12,04% no valor de 2.343.163,04 €.

Como referenciado anteriormente, o custo total da obra estimou-se em 82.202.000,00 € (82 milhões e 202 mil euros), no entanto, o preço por metro quadrado é dependente, em grande medida, da eficiência da configuração da ponte e da existência de alguns elementos estruturais que podem não existir em certas obras de arte (por exemplo a existência de pilares intermédios). Portanto, no que concerne aos custos por metro quadrado referenciados no mercado, apenas obteve-se valores de referência internacional (os intervalos de referência obtidos são especificados pela sua fonte para todo o tipo de pontes atirantadas). Assim os valores obtidos foram os seguintes:

- 4.500,00 - 5.000,00 US\$/m² (3.481,00 - 3.868,00 €/m²), referenciado no Projeto da Travessia Internacional Rio Detroit, orientado pela Administração Federal Norte-americana e pelo Ministério dos transportes do Canadá [128];
- 2.900,00 - 3.200,00 £/m² (3.619,00 - 3.994,00 €/m²), referenciado pelo ICE, Instituto dos Engenheiros Civis do Reino Unido [129];

Destes resultados observa-se que o valor obtido na estimativa orçamental de 3.642,00 €/m², enquadra-se dentro dos intervalos referenciados pelas entidades especificadas anteriormente. Todavia, como se trata de uma obra pouco usual de duplo tabuleiro, é conveniente comparar custos por m³ de volume de tabuleiro, de forma a contemplar toda a estrutura, visto que os tabuleiros duplos de várias obras de arte poderão apresentar várias alturas entre elas, pelo que, o custo por m² de área de tabuleiro poderá resultar em valores com alguma margem de erro.

No caso do projeto da Terceira Travessia do Tejo (TTT), a ponte principal do projeto (ponte sobre o canal de Cabo Ruivo), estava orçamentada em 237.000.000,00 € (*237 milhões euros*) [90], o que corresponde a um custo por m² de área de tabuleiro de 4.095,00 €/m² (*4 mil e 95 euros por metro quadrado*), e a um custo por m³ de volume de tabuleiro de 755,00 €/m³ (*755 euros por metro cúbico de tabuleiro*). Portanto, face ao projeto TTT o custo por m² de área de tabuleiro da obra de arte do presente trabalho, corresponde a uma variação de 11,07%, e ao custo por m³ de volume de tabuleiro corresponde a uma variação de 0,86%, o que indica uma boa aproximação da estimativa orçamental da presente obra de arte.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

9.1 Conclusões

O projeto desenvolvido no âmbito da disciplina DRIPE de final de curso de Mestrado assumiu, como objetivo principal, o desenvolvimento de uma solução de travessia rodoferroviária no rio Lima em Viana do Castelo, pelo que, pode-se registar que foram cumpridos amplamente os objetivos principais propostos no início do estudo do presente trabalho. O trabalho revelou-se extremamente profícuo, na questão de aquisição de conhecimentos e da aplicação de processos de projeto base de estruturas. De seguida resumem-se as conclusões relativas aos três principais objetivos do presente trabalho.

- i) **Compreensão e aquisição de conhecimento sobre funcionamento estrutural de pontes de tirantes: conceitos básicos, metodologias de conceção e de dimensionamento;**

O tempo despendido na aprendizagem dos conceitos, tipologias geométricas e estruturais durante o levantamento do estado da arte sobre pontes de tirantes, revelou-se extremamente útil e lucrativo. De facto, as pontes de tirantes sofreram uma evolução gradual ao longo do tempo em função da tecnologia de construção disponibilizada em cada período de tempo. A tecnologia de construção e o desenvolvimento da eficiência dos materiais utilizados nas pontes foram em grande medida a parte mais importante para avanço das pontes de tirantes. O desenvolvimento dos materiais aplicados nas pontes, como o betão de alta resistência, o aço inoxidável e os materiais compósitos, permitiram um grande passo no desenvolvimento deste tipo de obra de arte, no que concerne à manutenção, à sustentabilidade, e à economia de menor custo. Além disso, o desenvolvimento de novas tecnologias incorporadas nas obras de arte, como o caso de sensores, aparelhos de apoio, tecnologia antissísmica e aparelhos de comunicação de dados, permitiram o monitoramento e manutenção mais eficaz das pontes.

Durante o estudo inicial realizado para assimilação de conceitos sobre concepção e tecnologia utilizadas em pontes de tirantes, verificou-se que a bibliografia disponível está concentrada maioritariamente nas pontes de tirantes com tabuleiro de uma única plataforma e preparada exclusivamente para tráfego rodoviário. De facto, uma dificuldade no presente trabalho foi encontrar e estudar bibliografia específica de pontes de tirantes com duplo tabuleiro para tráfego rodoferroviário. O tema de pontes de tirantes com duplo tabuleiro preparadas para tráfego rodoferroviário ainda é um tema bastante específico, estando apenas aprofundado e referenciado por um número residual de especialistas, e consequentemente, ainda é muito pequeno o volume de informação disponibilizado na comunidade científica. Perante essa dificuldade foi realizado um levantamento das propriedades geométricas mais importantes de pontes de tirantes rodoferroviárias existentes, onde se procurou evidenciar os aspetos fundamentais dessas obras de arte, o que revelou seguir uma disposição geométrica padrão em grande parte das pontes.

Ao contrário no que sucede nas pontes de tirantes rodoviárias com uma única plataforma no tabuleiro, a estruturação geométrica e funcional das pontes de tirantes rodoferroviárias com duplo tabuleiro não são muito variáveis entre si. Esse facto acontece devido a um maior número de requisitos a serem cumpridos por pontes de tirantes rodoferroviárias, principalmente a aceleração dinâmica máxima permitida induzida pelo tráfego ferroviário, que combinado com a exigência arquitetural agradável torna difícil de conciliar, o que torna mais complexa a sua concepção. Além disso, até à data o número de pontes contruídas desse género ainda é muito residual, o que consequentemente ainda não permitiu um desenvolvimento muito acentuado. Só recentemente, no continente asiático, sobretudo na China (devido à sua expansão económica), começou-se a construir um número considerável de pontes de tirantes rodoferroviárias com duplo tabuleiro com uma arquitetura de excelência, contribuindo para isso a introdução de novos materiais compósitos (muito mais leves e resistentes que os antecessores), o que permitiu vencer vãos maiores e atingir um certo nível de estética, o que até então estava apenas ao alcance das pontes de tirantes exclusivamente para tráfego rodoviário. De facto, a utilização de materiais mistos aço-betão em tabuleiro duplos constitui a melhor relação resistência/peso comparativamente a tabuleiros construídos exclusivamente em betão, o que consequentemente, proporciona uma maior leveza e conduz a um menor custo das obras de arte.

Utilizando os dados obtidos no levantamento geométrico, pôde-se concluir vários aspetos que são comuns entre as diferentes estruturas. No que concerne ao equilíbrio estático, os vãos laterais das pontes com maior comprimento de vão central, tendem correntemente a incluir pilares intermédios face às pontes com menor comprimento de vão central para impedir grandes deslocamentos verticais dos vãos centrais. Além disso, a disposição longitudinal dos tirantes adotada é realizada de acordo com força instalada que se pretende obter, o que consequentemente terá repercussões no custo do aço dos tirantes. Nas pontes com um vão central mais elevado, os tirantes estão em geral com um ângulo mais elevado face às pontes de vão central mais pequeno. De facto, a razão geométrica entre a altura das torres e o comprimento do vão central tende a aumentar ligeiramente com o aumento gradual do vãos centrais, porque normalmente tendem a incorporar um tabuleiro maior e mais largo, o que consequentemente conduz a uma força instalada maior por área nos tirantes do que nas pontes de menor vão central.

Por outro lado, concluiu-se que a altura necessária de um tabuleiro de dois níveis está em grande parte relacionada com a condicionante do gabarit necessário. Ao contrário das pontes de tirantes de uma única plataforma e das pontes em viga contínua em betão armado, o controlo da deformabilidade e da rigidez do tabuleiro em pontes de tirantes de dois níveis é definido em grande parte pelo tipo de treliça utilizada e não pela altura do tabuleiro.

Outro aspeto que é importante realçar é a variação da esbelteza. A variação da esbelteza dos tabuleiros nas pontes de tirantes depende de inúmeros fatores que estão interligados. O espaçamento adotado para os tirantes adquire uma enorme importância, porque no caso do espaçamento dos tirantes passe a metade por exemplo, os momentos das cargas nas longarinas entre tirantes baixa 4 vezes. Assim, os apoios proporcionados pelos tirantes permitem que os tabuleiros das pontes atirantadas atinjam esbeltezas elevadas. Por outro lado, a variação da esbelteza dos tabuleiros de dois níveis depende ainda de outro fator - a inclinação das diagonais com a vertical - porque é através da treliça que a carga vertical é transmitida até aos apoios. Se as diagonais estiverem pouco inclinadas estarão sujeitas a cargas mais elevadas, enquanto se forem muito inclinadas serão necessárias demasiadas diagonais, complicando assim a estrutura, o que consequentemente, aumentará as zonas de soldadura e o seu custo. Assim é necessário existir um equilíbrio entre estes dois fatores, para determinar a sua inclinação.

Além disso, também não é possível menosprezar a influência da inclinação dos tirantes sobre a esbelteza, porque quanto maior for a esbelteza de um tabuleiro maior é a verticalidade dos tirantes, e consequentemente menor é a carga horizontal transmitida para o tabuleiro, o que conduzirá a uma menor deformabilidade e a um aumento de rigidez do tabuleiro. Os dados obtidos revelaram que a esbelteza da amostra realizada tende a aumentar quanto maior for a razão geométrica entre a altura das torres e o comprimento do vão central. De facto, existem muitos fatores interligados entre si na conceção inicial de uma ponte de tirantes, o que pressupõem que têm de estar o máximo possível otimizados, de forma a obter a melhor solução económica, estética e funcional.

ii) Conceção e desenvolvimento de um processo de projeto base de estruturas aplicada a uma ponte de tirantes destinada a tráfego rodoferroviário;

Para a escolha do local de implantação apresentado no capítulo 3, condicionaram dois fatores de maior relevância: as construções existentes, a topografia do terreno da envolvente. Os elementos técnicos recolhidos sobre o local de implantação foram suficientes, apesar da carência de informação sobre os solos de fundação, o que conduziu a uma adoção do mesmo tipo de solo e profundidade das fundações da ponte Eiffel para o presente projeto. De facto, a conceção na fase inicial da obra de arte resultou de um intercâmbio de vários fatores de modo a serem cumpridos todos os requisitos necessários, do ponto de vista estético, funcional, económico e ambiental. Por conseguinte, a conceção na fase inicial teve de respeitar as condicionantes e as restrições de modo a obedecer a um equilíbrio fundamental, entre a integração paisagista, a qualidade estrutural, bem como os constrangimentos financeiros e de prazos.

No que concerne à definição geométrica da obra de arte, a forma das torres e a configuração dos tirantes revelaram-se da maior importância, porque determinaram o efeito da arquitetura global. No entanto, na fase preliminar não se pôde analisar de forma separada os elementos estruturais fundamentais (torres, tirantes e tabuleiro), visto que estes interagem de forma distinta consoante a sua disposição. Portanto, inicialmente houve bastante dificuldade em conjugar todos os esses fatores, sobretudo a escolha das soluções existentes para a implantação, mas no fim do trabalho veio a verificar-se ser a melhor solução mediante as alternativas existentes.

No quinto capítulo foram definidos os principais materiais constituintes da ponte. Neste contexto, foi necessário conciliar materiais com capacidade estrutural, excelentes do ponto de vista arquitetural, durabilidade e de manutenção. Relativamente aos materiais das torres e do tabuleiro, não existiram grandes dificuldades na sua escolha, visto que de acordo com o esquema estrutural adotado, já eram expectáveis os tipos de esforços a que esses elementos estruturais estariam sujeitos. No que toca ao betão, houve apenas o cuidado especial de utilizar um betão correto para ambientes com exposição aos cloretos transportados nos ambientes marinhos. Também se considerou a hipótese de utilizar betão arquitetónico branco nas torres face ao betão cinzento correntemente utilizado por motivos de estética. No entanto optou-se pelo betão cinzento correntemente utilizado, pelo seu menor custo, apenas necessitando do revestimento e impermeabilização correta. Por outro lado, houve a necessidade de realizar um estudo sobre o tipo de tecnologia de tirantes a utilizar. Como já era sabido, a qualidade do aço dos tirantes, como também das ancoragens, era um fator fundamental a ter em consideração, porque no mercado existem diversos tipos de cabos, com configuração variada ao nível da geometria e das características mecânicas. Pela sua fiabilidade, resistência à tração, resistência à fadiga e à corrosão, optou-se pela solução de tirantes do tipo *Parallel 7-wire strand stays*, o que revelou ser uma boa solução, face aos comportamentos evidenciados no programa de cálculo automático relativos ao pré-tensionamento inicial e aos deslocamentos verticais revelados pelo tabuleiro.

No presente projeto as normas/regulamentações das ações e combinações de cálculo utilizadas foram com base na legislação europeia em vigor, como também no regulamento nacional. No presente caso existiu a necessidade de adaptar algumas situações que as normas não preveem. No caso das ações de cálculo do vento, a norma não define orientações para pontes de tirantes e pontes com vãos superiores a 200 m. Portanto, existiu algum cuidado especial nos valores resultantes das ações do vento. Os valores das ações de cálculo do vento incidentes nas torres registados, revelaram-se valores aceitáveis, visto que as torres apresentam uma altura bastante considerável, e também estão inseridas numa área de implantação bastante aberta. Por outro lado, os valores do vento registados no tabuleiro na direção transversal revelaram-se mais elevados em comparação com tabuleiros em treliça correntes, e também comparativamente a pontes vigadas de betão armado, visto que o tabuleiro apenas está a 7,2 m de altura entre a plataforma inferior e o rio. Neste ponto a

norma de cálculo de ações de vento em pontes poderá estar limitada, que consequentemente originará valores com algum excesso do que o correntemente verificado. Perante esses valores registados no tabuleiro, considerou-se aceitável o seu uso para o cálculo atuante na estrutura. Nas restantes ações de cálculo não se verificou nenhum valor diferente do que é registado em outras obras de arte. No que concerne às combinações de cálculo, as normas também não contemplam orientações de tráfego rodoviário e ferroviário em simultâneo para a verificação de segurança em relação aos diferentes estados limites. Isto implicou alguma dificuldade na definição dos coeficientes de simultaneidade de ambos os tráfegos em simultâneo. Perante isso, inicialmente tinha sido optado para o tráfego misto um coeficiente médio entre os previstos para o tráfego rodoviário e ferroviário. Isso poderia por em causa alguma verosimilhança das ações, visto que os coeficientes de simultaneidade são aplicados consoante a sua probabilidade de ocorrência. Pelo lado da segurança abandonou-se a hipótese inicial e consideraram-se os coeficientes de simultaneidade para tráfego misto em simultâneo igual ao tráfego ferroviário, o que consequentemente originou valores mais elevados face à hipótese inicial. De facto, o cálculo das ações e combinações devem ser verosímeis, sob pena de estas poderem originar cargas mais elevadas do que o necessário, originando estruturas menos económicas e menos estéticas.

Utilizando os conceitos estruturais de conhecimento geral e alguns conceitos assimilados anteriormente aplicados a pontes de tirantes, foi possível criar um processo simples semiautónomo de otimização em Excel, em parceria independente com o programa de cálculo automático Robot Structural Analysis para obtenção de esforços da estrutura num plano bidimensional. No presente trabalho mostrou-se que o processo simples de otimização desenvolvido pode ser realizado de forma quase eficiente pelos parâmetros propostos. No entanto, o processo desenvolvido apresentou algumas limitações em alguns pontos: um número elevado de iterações que foram necessárias efetuar manualmente sempre que existia a necessidade de efetuar alguma modificação geométrica nos elementos estruturais; e os esforços obtidos das ações perpendiculares ao plano da estrutura, visto que o modelo desenvolvido em Robot Structural Analysis foi um modelo bidimensional. Apesar das limitações serem expectáveis à partida do processo, o processo não foi alterado, visto que tinha como objetivo principal obter as dimensões geométricas aproximadas com maior rapidez possível, de forma *a posteriori* na modelação tridimensional realizar um refinamento

final. Utilizando os conceitos estruturais fundamentais de cálculo de vigas metálica e mistas, o modelo proposto revelou-se extremamente útil e eficiente no cálculo da plataforma rodoviária e ferroviária. Considerando o módulo de flexão e utilizando os conceitos de cálculo de momentos fletores resistentes em regime plástico através de cálculo orgânico, foi possível pré-dimensionar as longarinas interiores das plataformas de forma simples e rigorosa, sem ter em consideração os efeitos de instabilidade lateral. Nos restantes elementos estruturais os conceitos utilizados foram com base no cálculo da encurvadura, porque maioritariamente esses elementos estão sujeitos a esforços de compressão, o que seria pressuposto à partida, pois esse parâmetro seria o mais condicionante no pré-dimensionamento.

Além disso, verificou-se posteriormente no capítulo sétimo, que os critérios considerados no pré-dimensionamento dos tirantes foram eficientes. Os resultados obtidos de pontes de tirantes não são de um nível de qualidade desejada, se a análise realizada for linear. O pré-esforço a instalar, a geometria dos materiais, os deslocamentos sofridos pelos elementos das estruturas com tirantes, revela uma não-linearidade, que são contribuídas principalmente pelo efeito de catenária dos cabos e da existência de grandes deslocamentos. Assim pôde-se concluir que o processo adotado no pré-dimensionamento, nomeadamente, a substituição do efeito de catenária dos cabos por elementos barras biarticuladas e a substituição do ajuste dos tirantes pela tensão de cedência admissível de 50% do ELU, revelou-se eficaz, como se pôde verificar por exemplo na deformada vertical do modelo bidimensional anteriormente descrito.

iii) Aplicação do programa de cálculo automático Robot Structural Analysis, verificação da segurança e interpretação do comportamento estrutural da ponte de tirantes;

A utilização do programa de cálculo Robot Structural Analysis Professional 2014 na análise do funcionamento estrutural da obra de arte, permitiu validar de uma forma bastante satisfatória as potencialidades do programa de cálculo automático. De facto, através do programa de cálculo foi possível analisar profundamente o comportamento estático da estrutura, validando assim as verificações das regulamentações em relação aos níveis de tensão, deformação e aos esforços presentes na estrutura em situações de exploração da obra de arte. Inicialmente a estrutura tinha sido discretizada em elementos finitos de barra tridimensionais nos elementos metálicos, nas torres, e em elementos finitos de casca nas lajes. No entanto, devido à complexidade e envergadura da obra de arte, o modelo numérico

inicial consumia a totalidade dos recursos computacionais, o que consequentemente implicava muita dificuldade em manusear em termos de tratamento de dados no programa computacional. Portanto, face a essa barreira, procedeu-se a uma outra discretização do modelo estrutural menos complexa de forma a consumir menos recursos computacionais, para fins de tratamento de dados. Optou-se por modelar apenas o “esqueleto” da obra de arte, nomeadamente, os elementos metálicos e as torres em elementos finitos de barras tridimensionais, e as longarinas secundárias com funcionamento misto em uma secção homogeneizada em aço, criando assim uma secção equivalente de uma secção mista aço-betão. Através desse processo e da respetiva distribuição das forças atuantes, foi possível realizar a análise de uma forma bastante eficaz. De facto o programa de cálculo automático permite realizar a análise da mesma estrutura através de diferentes processos e métodos. Neste contexto houve necessidade de um cuidado especial na interpretação dos resultados obtidos, porque o modelo utilizado não permitiu realizar uma avaliação totalmente correta da distribuição dos esforços nas secções transversais das barras transmitidas pelas lajes provocadas pelas ações horizontais. Apesar dessa limitação, verificou-se que os resultados obtidos no modelo tridimensional foram muito idênticos comparativamente aos esforços obtidos no modelo bidimensional utilizado no pré-dimensionamento, com exceção de alguns casos pontuais.

No que concerne à verificação do funcionamento estático estrutural, verificou-se que cumpriu com as normas existentes referentes aos esforços presentes na estrutura. O estudo e a verificação estrutural da obra de arte foi desenvolvido com um detalhe e profundidade que, no geral pode-se considerar ser ao nível de um Anteprojeto, o que permitiu realizar uma análise de modo a obter uma impressão geral sobre o comportamento da ponte, e assim verificar e concluir que não deverão existir problemas de causa maior. Através da estimativa global do custo da solução proposta no montante de 82 milhões e 202 mil euros, foi possível verificar que o valor resultante se enquadra respetivamente dentro dos limites orçamentais das obras de arte deste género, o que por sua vez, indicia uma boa aproximação do projeto proposto da presente obra de arte. Assim, os objetivos principais propostos foram amplamente cumpridos, existindo no entanto algumas análises mais específicas por se realizar antes de avançar para o projeto de execução.

No final do presente trabalho pode-se concluir que foram alcançados e adquiridos conhecimentos e processos de aplicação de projeto base de estruturas, em diferentes áreas dentro do ramo de estruturas de engenharia civil, que contribui de forma profícua, nomeadamente: estruturas de betão armado, estruturas metálicas e mistas, ciências da resistência dos materiais, manuseamento de programas de cálculo como o Excel e o Robot Structural Analysis, programa de desenho AutoCad. De facto o presente trabalho contribui para uma consolidação da aprendizagem, possibilitando um conhecimento adquirido anteriormente e para um desenvolvimento mais alargado do conhecimento da engenharia civil.

9.2 Sugestões para Trabalhos Futuros

No decurso do presente trabalho de projeto da fase de exploração verificou-se que o tema proposto seria bastante complexo. De facto, a elaboração de um projeto em fase de exploração de uma obra de arte dessa envergadura, seria de uma magnitude bastante extensa, praticamente impossível de desenvolver todos os seus itens num trabalho académico. Assim, verificou-se que alguns parâmetros de análise se encontravam fora do âmbito de um Anteprojeto que se realizou, pelo que, merecem e considera-se necessários serem estudados nas fases seguintes do projeto. São quatro as vertentes que se pretendem explorar nos desenvolvimentos futuros do presente trabalho: realização de estudos complementares mais rigorosos e obtenção de mais informações na fase inicial do projeto; desenvolvimentos no domínio do cálculo e verificações de segurança da ponte principal e das infraestruturas; pormenorização, melhoramento das peças desenhadas, dos mapas de medições e do orçamento. Assim, nas fases seguintes do projeto será necessário realizar os desenvolvimentos seguintes:

- i) Realização de estudos complementares e informações adicionais na fase preliminar:
 - As informações geológicas da qualidade do terreno são insuficientes no presente projeto, pelo que se considera necessário dispor dum perfil, dum relatório de prospeção geológica geral do local de implementação da ponte, e dum conjunto de dados geotécnicos que permitam um estudo detalhado das fundações, nomeadamente, com a indicação da sua localização, do equipamento utilizado, das

profundidades atingidas, das heterogeneidades encontradas, da natureza e espessura da diversas camadas atravessadas, da existência de níveis freáticos.

- Quanto às informações hidráulicas, será necessário dispor de informação mais rigorosa, nomeadamente, um estudo da influência da obra no regime do curso de água, dispor de informações acerca da erosão na zona de fundação das torres, obter rigorosamente as ações hidrodinâmicas provocadas pela corrente sobre as torres da ponte fundados no leito do rio, conhecer a natureza e quantidade do caudal, a mobilidade do leito ao longo do tempo com indicações acerca de zonas de aluviões e zonas de erosão;
- Estudar de uma forma exaustiva as alternativas existências das localizações da implantação da obra de arte; dispor de informação da ponte requer a existência de proteção ao ruído do tráfego; analisar rigorosamente a integração paisagista da ponte de modo a conhecer as condicionantes de observação da paisagem e da cidade;
- Conhecer a existência de sismos ocorridos anteriormente na região, de modo a informar a possibilidade de cedência das fundações por liquefação;
- Informação acerca das condições de acesso ao local da obra para transporte dos materiais e equipamentos, disponibilidade de materiais de construção na zona onde se localiza a ponte, informação rigorosa das condições meteorológicas locais que podem afetar o prazo de execução da obra, existência de condutas de água, cabos elétricos e telefónicos no local de implantação;

ii) Estrutura principal

- Dimensionamento e verificação de resistência das ligações metálicas, nomeadamente as chapas de ligação, parafusos e soldaduras;
- Dimensionamento das ancoragens dos tirantes;
- Comportamento aerodinâmico da ponte, através da análise de modelo numa escala reduzida em túnel de vento;
- Análise e verificação da ação térmica;
- Dimensionamento mais rigoroso dos efeitos da encurvadura nas secções das torres;

- Comportamento dinâmico do tabuleiro sob ações de tráfego ferroviário e rodoviário;
- Estudo do efeito diferido da fluência e da retração nas lajes e nas torres de betão armado;
- Estudo rigoroso da ação sísmica sobre as torres e o tabuleiro;
- Comportamento dinâmico sob ações sísmicas, nomeadamente a resposta dinâmica dos sistemas com amortecedores;
- Verificação dos ELS de plastificações locais;
- Dimensionamento dos aparelhos de apoio;
- Análises “pushover” no estudo das torres;
- Estudo da deformabilidade transversal, e análise da torção no tabuleiro;
- Análises de segunda ordem no estudo das torres de tirantes;
- Efeitos da não-linearidade dos materiais;
- Projeto de cálculo da estrutura durante a fase construtiva e verificação da estabilidade estrutural ao longo do processo de construção;
- Verificações à fadiga sob ações de tráfego ferroviário, nomeadamente nas secções críticas do tabuleiro e nos tirantes;

iii) Infraestruturas

- Estudos dos efeitos de interação via-estrutura com ou sem balastro.
- Projeto das fundações;
- Dimensionamento dos encontros e dos seus aparelhos de apoio;

iv) Pormenorização de peças desenhadas:

- Desenhos de pormenores construtivos necessários à fase de execução;
- Desenho detalhado das armaduras dos elementos de betão armado das torres, das lajes, das fundações e dos encontros;

- Desenhos de pormenorização da construção metálica, nomeadamente, chapas de ligação, parafusos e soldaduras;
 - Desenhos detalhados de pormenores das ligações dos tirantes às torres e tabuleiro.
 - Pormenores construtivos das juntas de dilatação, guarda-corpos, impermeabilização, drenagem dos tabuleiros, postes de fixação de catenária, via ferroviária, entre outros.
- v) Mapas de medições e orçamento:
- Medições detalhadas e mais rigorosas com base nas novas pormenorizações e desenhos de Projeto de Execução;
 - Confirmação dos preços unitários adotados na presente estimativa de custo, nomeadamente os que se referem aos tirantes e aos equipamentos necessários para a construção das torres e do tabuleiro;

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- [1] Carvalho A.S., Sousa R.A., A Ponte Eiffel em Viana do Castelo. Cadernos Vianenses, julho/2009, Camara Municipal, Viana do Castelo, p.p. 91-133.
- [2] Galeria Internacional de Estruturas In: <http://en.structurae.de/> (consultado em 24 de junho de 2013).
- [3] Camara Municipal de Viana do Castelo In: <http://www.cm-viana-castelo.pt/> (consultado em 10 de Maio de 2013).
- [4] Enciclopédia e Dicionário Porto Editora In: <http://www.infopedia.pt/> (consultado em 24 de junho de 2013).
- [5] Alves A., Silva D. Carris de Ferro em Portugal. Abril/2009. <http://www.ocomboio.net/> (consultado 24 de Junho de 2013).
- [6] Espirito de Aventura – Linha do Minho In: <http://espírito-de-aventura.blogspot.pt/> (consultado em 24 de Junho de 2013).
- [7] Adfersit-Associação Portuguesa para o Desenvolvimento dos Sistemas Integrados de transportes In: <http://www.adfersit.pt/> (consultado em 24 de Junho de 2013).
- [8] Refer-Rede Ferroviária Nacional In: <http://www.refer.pt/> (consultado em 24 de Junho de 2013).
- [9] Azeredo M., In: <http://paginas.fe.up.pt/~azr/> (consultado em 18 de Abril de 2013).
- [10] Gustave Eiffel Biography - Facts, Birthday, Life Story - Biography. In: <http://www.biography.com/> (consultado em 18 de Abril de 2013).
- [11] Association des Descendants de Gustave Eiffel In: <http://www.gustaveeiffel.com/> (consultado em 18 de Abril de 2013).
- [12] O Jovem dos Mapas In: <http://ojovemdosmapas.blogspot.pt/> (consultado em 18 de Abril de 2013).
- [13] Ramos P.O., Memória da obra de Eiffel em Portugal. Homenagens: des(a)fiando discursos, 2005, Universidade Aberta, Lisboa, p.p. 523-531.
- [14] Koul A., In: <http://www.flickr.com/> (consultado em 18 de Abril de 2013).

- [15] Appleton J., Saraiva J., Moura R., Rodrigues F., A utilização do aço inox na reabilitação das infraestruturas da Ponte Eiffel sobre o Rio Lima, em Viana do Castelo: Inspeção e Reabilitação. 1º Congresso de Segurança e Conservação de Pontes ASCP, julho/2009, ASCP, Lisboa, p.p. 1-3.
- [16] Direção Geral de Engenharia e Construção, Ponte Eiffel sobre o Rio Lima. Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações: Cadernos de Informação, Setembro/2007, REFFER, Lisboa, p.p. 1-9.
- [17] Niels J.G., History of cable-stayed bridges: Design and Construction. Cable-Stayed Bridges -Past Present and Future Conference, junho/1999, International Association for Bridge and Structural Engineering - IABSE, Malmo (Suécia), p.p. 8-24.
- [18] Rabbit B., In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 26 de Junho de 2013).
- [19] Agrawal A., In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 26 de Junho de 2013).
- [20] Lindahl F., In: <http://en.wikipedia.org/> (consultado em 26 de Junho de 2013).
- [21] Walter, R., Bernard, H., Walmar, I., Moia, P., Klein, J., Cable Stayed bridges. Thomas Telford, London, 1999.
- [22] Heinrich R., In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 22 de junho de 2013).
- [23] Mein Fotoblog In: <http://www.wolkenmond.de/> (consultado em 22 de Junho de 2013).
- [24] Niermann T., In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 24 de Junho de 2013).
- [25] Ministério Federal dos Transportes, Construção e Desenvolvimento Urbano Alemão In: <http://www.bmvbs.de/> (consultado em 24 de Junho de 2013).
- [27] P. In: <http://www.flickr.com/> (consultado em 22 de Junho de 2013).
- [28] Timbres ponts In:<http://www.timbresponts.fr/> (consultado em 22 de Junho de 2013).
- [29] Stefan Knauf In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 22 de junho de 2013).
- [30] Martin Croonenbroe In: <http://www.flickr.com/> (consultado em 23 de junho de 2013).
- [31] Karina Hermsen In: <http://www.bilderbuch-duesseldorf.de/> (consultado em 23 de junho de 2013).
- [32] Karl Gotsch In: <http://www.karl-gotsch.de/> (consultado em 25 de junho de 2013).

- [33] Vladimir In: <http://bestbridge.net/> (consultado em 25 de junho de 2013).
- [34] Per Wåhlin In: <http://pixabay.com/> (consultado em 25 de junho de 2013).
- [35] Nicholas Mutton In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 26 de junho de 2013).
- [36] Baaker In: <http://en.wikipedia.org/> (consultado em 26 de junho de 2013).
- [37] Moteur Boat In: <http://www.moteurboat.com/> (consultado em 26 de junho de 2013).
- [38] Roberto Tomei In: <http://www.panoramio.com/> (consultado em 26 de junho de 2013).
- [39] Fórum skyscraper city In: <http://www.skyscrapercity.com/> (consultado em 26 de junho de 2013).
- [40] Nicolas Janberg In: <http://en.structurae.de/> (consultado em 26 de junho de 2013).
- [41] Steve In: <http://www.fayeandsteve.com/> (consultado em 26 de junho de 2013).
- [42] Walter H. Mickerts In: <http://en.structurae.de/> (consultado em 26 de junho de 2013).
- [43] Philip Bourret In: <http://en.structurae.de/> (consultado em 27 de junho de 2013).
- [44] Patrick O'Donnell, In: <http://www.bridgemeister.com> (consultado em 27 de junho de 2013).
- [45] Hucky In: <http://www.panoramio.com/> (consultado em 27 de junho de 2013).
- [46] Magnus Colossus In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 27 de junho de 2013).
- [47] Møn In: <http://www.geolocation.ws> (consultado em 27 de junho de 2013).
- [48] Erzengel In: <http://upload.wikimedia.org/> (consultado em 27 de junho de 2013).
- [49] Nicolas Janberg In: <http://en.structurae.de/> (consultado em 28 de junho de 2013).
- [50] American Bridge Company In: <http://www.americanbridge.net/> (consultado em 28 de junho de 2013).
- [51] Kevin Walker In: <http://www.zocalopublicsquare.org/> (consultado em 28 de junho de 2013).

- [52] Todd Falkowsky In: <http://www.canadiandesignresource.ca/> (consultado em 28 de junho de 2013).
- [53] Patrick In: <http://www.deviantart.com/> (consultado em 28 de junho de 2013).
- [54] Jonathan Zander In: <http://en.wikipedia.org/> (consultado em 28 de junho de 2013).
- [55] Thaddeus Roan In: <http://www.flickr.com/> (consultado em 28 de junho de 2013).
- [56] Kangoo In: <http://www.panoramio.com/> (consultado em 28 de junho de 2013).
- [57] American Society of Civil Engineers In: <http://bridgeworld.net/> (consultado em 28 de junho de 2013).
- [58] Dongliang Zhang In: <http://www.panoramio.com/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [59] Tensindo Kreasi Nusantara In: <http://www.tensindo-ovm.com/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [60] Fórum skyscraper city In: <http://www.skyscrapercity.com/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [61] Simon In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [62] Andersen H., Hommel D., Veje E., Emergency Rehabilitation of the Zárate-Brazo Largo Bridges, Argentina. Cable-Stayed Bridges -Past Present and Future Conference, junho/1999, International Association for Bridge and Structural Engineering-IABSE, Malmo (Suécia), p.p. 700-701.
- [63] Redactor In: <http://m24digital.com/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [64] Argerich L., In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [65] Yashinsky M., In: <http://www.bphod.com/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [66] Troitsky, S., Cable-Stayed Bridges: Theory and Design. 2º Edição. BSP, Oxford, 1988.
- [67] Viagem Costa do Japão In: <http://www.jpcoast.com/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [68] Lundhus P., Fagerholt P., Recent Fixed Link Structures and the Structural Option recommended for the Saaremaa Fixed Link Project, Agosto/2006, The 26th International Baltic Road Conference, Kuressaare (Estonia), p.p. 8-24.

- [69] Sam In: <http://openbuildings.com/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [70] Honshu-Shikoku Bridge Expressway Company In: <http://www.jb-honshi.co.jp/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [71] Prandi J., In: <http://gigantesdomundo.blogspot.pt/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [72] Lau K., Wong Y., Bridges Design and Construction of the Lantau Link Bridges. Hong Kong International Airport Part 2: Transport Links, novembro/1998, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, p.p. 2-15.
- [73] Karen, In: <http://knitzwithcatz.blogspot.pt/> (consultado em 2 julho de 2013).
- [74] Irish , In: <http://structurae.net/> (consultado em 2 julho de 2013).
- [75] Ko M., Z.G. Sun G., Ni Y., Multi-stage identification scheme for detecting damage in cable-stayed Kap Shui Mun Bridge. Engineering Structures, Volume 24, Issue 7, julho/2002, p.p.857-868.
- [76] Transportes Públicos de Hong Kong, In: <http://hkbus.wikia.com/> (consultado em 2 julho de 2013).
- [77] Sham R., Na Innovative Technique for Fitting Trackwork Alignments Though the Railway Envelope of a Cable-stayed Bridge. Cable-Stayed Bridges -Past Present and Future Conference, junho/1999, International Association for Bridge and Structural Engineering-IABSE, Malmo (Suécia), p.p. 700-701
- [78] Lau K., Wong Y., Bridges Design and Construction of the Lantau Link Bridges. Hong Kong International Airport Part 2: Transport Links, novembro/1998, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, p.p. 3-15.
- [79] Øresund Organization, In: <http://oresundsbron.com/> (consultado em 2 janeiro de 2014).
- [80] Paulo Csm, In: <http://www.fotolog.com/> (consultado em 2 janeiro de 2014).
- [81] Skanska's Sustainability Case Study, In: <http://skanska-sustainability-case-studies.com/> (consultado em 2 janeiro de 2014).

- [82] Sorensen L., Thorsen N., The Öresund Bridge, Erection of the Cable-Stayed Main Span. Cable-Stayed Bridges - Past Present and Future Conference, junho/1999, International Association for Bridge and Structural Engineering-IABSE, Malmo (Suécia), p.p. 465-466.
- [83] Hauge L., Petersen A., Detailed Design of the Cable Stayed Bridge for the Öresund Link. Cable-Stayed Bridges - Past Present and Future Conference, junho/1999, International Association for Bridge and Structural Engineering-IABSE, Malmo (Suécia), p.p. 465-466.
- [84] Tang M., Design Concept of the Twin River Bridges in Chongqing. Workshop on Recent Major Bridges, maio/2009, International Association for Bridge and Structural Engineering-IABSE, Shanghai (China).
- [85] Tang M., Design Concept of the Twin River Bridges in Chongqing. Workshop on Recent Major Bridges, maio/2009, e-Learning Project - International Association for Bridge and Structural Engineering-IABSE, Shanghai (China), In: [http:// http://www.elearning-iabse.org/](http://www.elearning-iabse.org/) (consultado em 10 julho de 2013).
- [86] Argerich L., In: <http://commons.wikimedia.org/> (consultado em 10 julho de 2013).
- [87] Google Earth-Mapas In: <https://maps.google.pt/> (consultado em 4 abril de 2013).
- [88] Informação Geográfica - Camara Municipal de Viana do Castelo In: <http://www.cm-viana-castelo.pt/> (consultado em 4 março de 2013).
- [89] Parke, G., Hewson, N. ICE manual of bridge engineering. 2º Edição, Thomas Telford, Londres, 2008.
- [90] Macedo A. et al, 2008. Avaliação Comparativa das Alternativas Existentes para a Terceira Travessia do Tejo na Área Metropolitana de Lisboa. Estudo realizado para o Ministério das Obras Públicas, Transportes e Comunicações. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa. In: <http://www.civil.ist.utl.pt/~mlopes/> (consultado em 10 julho de 2013) (Relatório Inédito).
- [91] Fonseca A., A Ponte Rodoviária e Ferroviária de Alta Velocidade sobre o Rio Tejo, em Lisboa. Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas, abril/2011, Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural - ABECE, São Paulo (Brasil), In: <http://www.adfconsultores.com/publicacoes> (consultado em 10 julho de 2013).

- [92] CIV et al, 2011. Consolidated Technical Report. Consolidated Technical Report presents four technical variants of the many suggestions for a Fehmarnbelt Fixed Link between Denmark and Germany. COWI, Copenhagen. In: <http://www.femern.com/material-folder/documents/2011-publications/consolidated-technical-report> (consultado em 10 julho de 2013).
- [93] Bridon International Ltd, In: <http://www.bridon.com/> (consultado em 30 de junho de 2013).
- [94] Tensacciai, In: <http://www.tensacciai.it/> (consultado em 27 de junho de 2013).
- [95] VSL International Ltd, In: <http://www.vsl.com/> (consultado em 27 de junho de 2013).
- [96] CEN - Comité Européen de Normalização, 2007. Betão Parte 1: Especificação, desempenho, produção e conformidade, NP EN 206-1:2007. Bruxelas, Bélgica.
- [97] CEN - Comité Européen de Normalização, 2006. Hot finished structural hollow sections of non-alloy and fine grain steels - Part 1: Technical delivery conditions, EN 10210-1:2006. Bruxelas, Bélgica.
- [98] CEN - Comité Européen de Normalização, 2004. Hot rolled products of structural steels - Part 2: Technical delivery conditions for non-alloy structural steels, EN 10025-2:2004. Bruxelas, Bélgica.
- [99] CEN - Comité Européen de Normalização, 2000. Prestressing steels - Part 3: Strand, prEN 10138-3:2000. Bruxelas, Bélgica.
- [100] CEN - Comité Européen de Normalização, 2009. Eurocódigo - Bases para o projeto de estruturas, NP EN 1990:2009. Bruxelas, Bélgica.
- [101] CEN - Comité Européen de Normalização, 2003. Eurocode - Basis of Structural Design Annex A2: Application for bridges, EN 1990:2003. Bruxelas, Bélgica.
- [102] CEN - Comité Européen de Normalização, 2009. Eurocódigo 1 - Ações em estruturas Parte 1-1: Ações gerais - Pesos volúmicos, pesos próprios, sobrecargas em edifícios, NP EN 1991-1-1:2009. Bruxelas, Bélgica.
- [103] CEN - Comité Européen de Normalização, 2010. Eurocódigo 1 - Ações em estruturas Parte 1-4: Ações gerais - Ações do vento, NP EN 1991-1-4:2010. Bruxelas, Bélgica.

- [104] CEN - Comité Européu de Normalização, 2003. Eurocode 1 - Actions on structures Part 2: Traffic loads on bridges, EN 1991-2:2003. Bruxelas, Bélgica.
- [105] CEN - Comité Européu de Normalização, 2010. Eurocódigo 2 - Projeto de estruturas de betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1992-1-1:2010. Bruxelas, Bélgica.
- [106] CEN - Comité Européu de Normalização, 2005. Eurocode 2 - Design of concrete structures Part 2: Concrete bridges - Design and detailing rules, EN 1992-2:2005. Bruxelas, Bélgica.
- [107] CEN - Comité Européu de Normalização, 2010. Eurocódigo 3 - Projeto de estruturas de aço Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1993-1-1:2010. Bruxelas, Bélgica.
- [108] CEN - Comité Européu de Normalização, 2006. Eurocode 3 - Design of steel structures Part 1-11: Design of structures with tension components, EN 1993-1-11:2006. Bruxelas, Bélgica.
- [109] CEN - Comité Européu de Normalização, 2006. Eurocode 3 - Design of steel structures Part 2: Steel bridges, EN 1993-2:2006. Bruxelas, Bélgica.
- [110] CEN - Comité Européu de Normalização, 2011. Eurocódigo 4 - Projeto de estruturas mistas aço-betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios, NP EN 1994-1-1:2011. Bruxelas, Bélgica.
- [111] CEN - Comité Européu de Normalização, 2005. Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures Part 2: General rules and rules for bridges, EN 1994-2:2005. Bruxelas, Bélgica.
- [112] DR - Diário da Republica, 1983. REBAP - Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-Esforçado, Decreto de Lei n° 349-C/83. Lisboa, Portugal.
- [113] SETRA - Service d'études techniques des routes et autoroutes, 2002. Cable Stays. Recommendations of French interministerial commission on Prestressing. Laboratoire central des ponts et chaussées. Bagneux, França.

- [114] Calgaro, A., Tschumi, M., Gulvanessian, H., Designers' Guide to EN 1991-2, 1991-1-1, 1991-1-3 and 1991-1-5 to 1-7. Eurocode 1: Actions on Structures. Traffic Loads and Other Actions on Bridges. 1^o Edição, Thomas Telford, Londres, 2010.
- [115] Davaine, L., Design of composite bridges according to Eurocodes (EN 1994). EU-Russia Regulatory Dialogue: Construction Sector Subgroup. Workshop on "Worked Examples on Bridge Design with Eurocodes", abril/2013, Comité Europeu de Normalização - CEN / Federal Highway Agency -Russian Ministry of Transport - FDA, São Petersburgo (Russia), In: <http://eurocodes.jrc.ec.europa.eu/> (consultado em 28 julho de 2013).
- [116] Lopes D.J., 2009. Viadutos Mistos Aço-Betão. Universidade de Aveiro. 35-37 pp. (Dissertação de Mestrado).
- [117] Simões R.A.D., Apontamentos de Estruturas Metálicas II - Parte 2: Estruturas Mistas, Coimbra, Departamento de Engenharia Civil - Universidade de Coimbra, 2008.
- [118] Félix C.M., Apontamentos de Construções de Aço e Mistas, Porto, Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior de Engenharia do Porto, 2011.
- [119] Simões L., Negrão J., 1999. Otimização das Forças de Instalação dos Cabos de Pontes de Tirantes. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Série I n^o45, In: <https://estudogeral.sib.uc.pt/> (consultado em 28 julho de 2013).
- [120] Calado C., 2011. Conceção Estrutural das Pontes de Tirantes. Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa. 12 pp. (Dissertação de Mestrado).
- [121] Dekker, W., Kemp, R., Trincherro, P., Factors Influencing the Strength of Continuous Beams in Negative Bending. Journal of Constructional Steel Research, 1995, v.34, p.161-65.
- [122] Guimarães J., 2009. Análise e Dimensionamento de Pórticos Mistos Aço-Betão. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. 23-24 pp. (Dissertação de Mestrado).
- [123] Amaral J., 2011. Encurvadura em vigas mistas: Estudo do modelo em "U" Invertido. Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa. 23-24 pp. (Dissertação de Mestrado).
- [124] Rodrigues V., 2010. Otimização das Torres para o Projeto da Ponte Atirantada da Terceira Travessia do Tejo. Comparação entre uma Torre em H e V invertido. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. (Dissertação de Mestrado).

- [125] Gimsing, J., Georgakis, C. Cable Supported Bridges: concept and design. 3^o Edição. John Wiley and Sons, Chichester, 2012.
- [126] AMB&VERITAS-Ambiente, Qualidade e Formação, 2008. Terceira Travessia do Tejo. Resumo não técnico. Estudo de Impacte Ambiental. Resumo Não Técnico desenvolvido relativo ao Estudo Prévio da Ligação Ferroviária de Alta Velocidade entre Lisboa e a Moita. Rede Ferroviária de Alta Velocidade S.A., RAVE, Lisboa. In: <http://pt.scribd.com/> (Consultado em 14 abril de 2013).
- [127] Martins, C., In: <http://www.jlcm.pt//projects.php> (Consultado em 12 junho de 2013).
- [128] DRIC – Detroit River International Crossing. Partner shipborder study, U.S. Federal Highway Administration, Ministry of transport of Canada. In: http://www.partnershipborderstudy.com/pdf/Cable%20Stay%20Bridge_2.pdf (Consultado em 3 setembro de 2014).
- [129] NCE - Magazine of the Institution of Civil Engineers. Cable stay revolution: Experts debate viability of long span cable-stayed bridges. ICE - Institution of Civil Engineers. Londres, Inglaterra, 2012. In: <http://www.nce.co.uk/news/structures/cable-stay-revolution-experts-debate-viability-of-long-span-cable-stayed-bridges/8632515.article> (Consultado em 3 setembro de 2014).

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO I - PEÇAS DESENHADAS	331
ANEXO II - MAPA DISCRIMINATIVO DOS CUSTOS.....	349
ANEXO III - MEMÓRIA DE CÁLCULO.....	355
III.1. Tabuleiro.....	355
III.1.1. Longarina Principal do Banzo Superior.....	357
III.1.2. Longarina Principal do Banzo Inferior	373
III.1.3. Longarina Secundária Rodoviária	389
III.1.4. Longarina Secundária Ferroviária nº1	409
III.1.5. Longarina Secundária Ferroviária nº2	429
III.1.6. Carlinga Rodoviária.....	449
III.1.7. Carlinga Ferroviária.....	461
III.1.7. Diagonal Warren.....	477
ANEXO IV. INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA.....	505

ANEXO I

PEÇAS DESENHADAS

Neste anexo encontram-se os desenhos principais correspondentes ao projeto da ponte, designadamente:

Desenho nº1 - Planta de implantação à escala 1/1000;

Desenho nº2 - Dimensionamento geral à escala 1/1000, 1/250, 1/100;

Desenho nº3 - Alçado lateral e transversal das torres à escala 1/200;

Desenho nº4 - Alçado e corte longitudinal do tabuleiro à escala de 1/100;

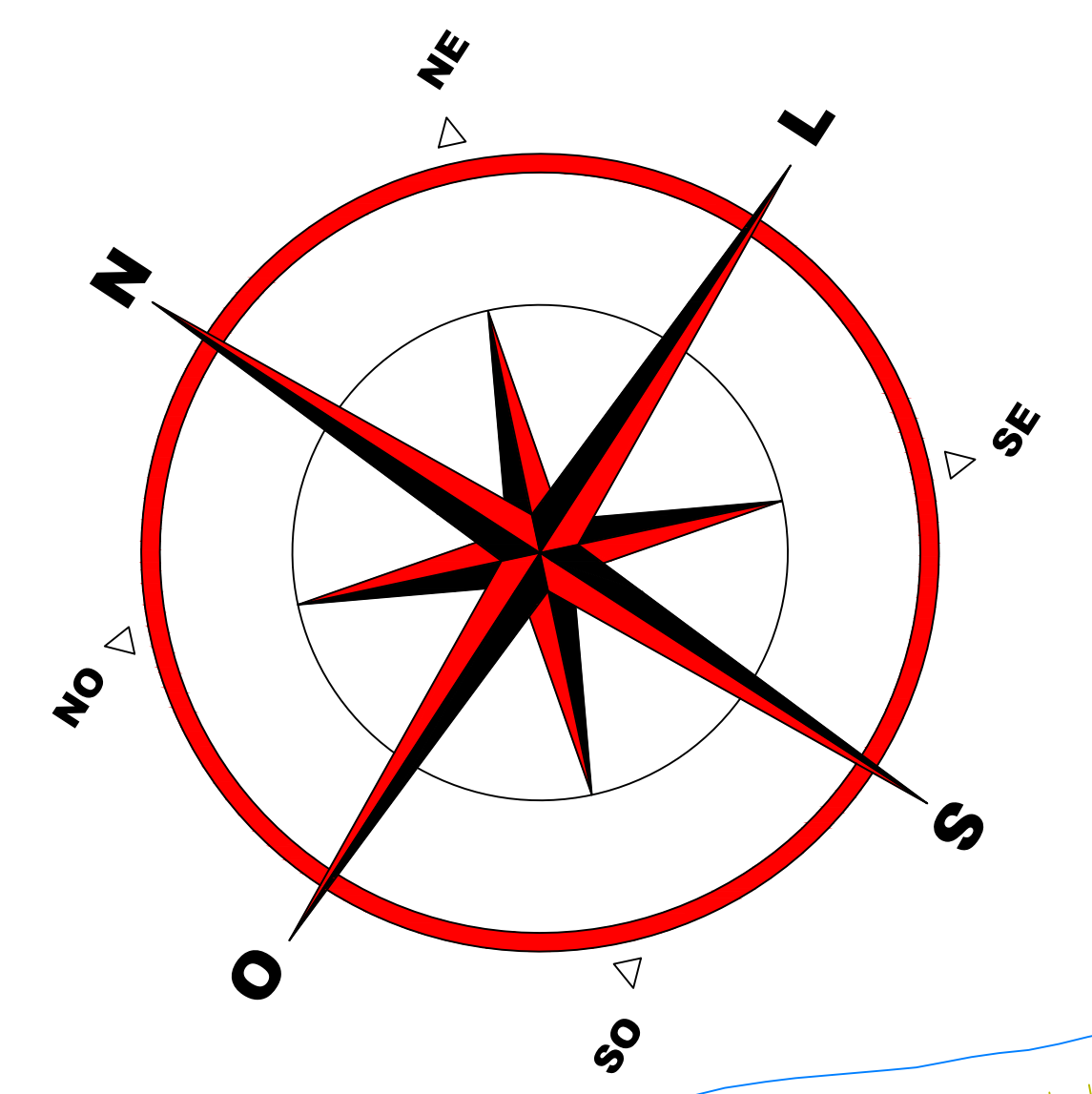
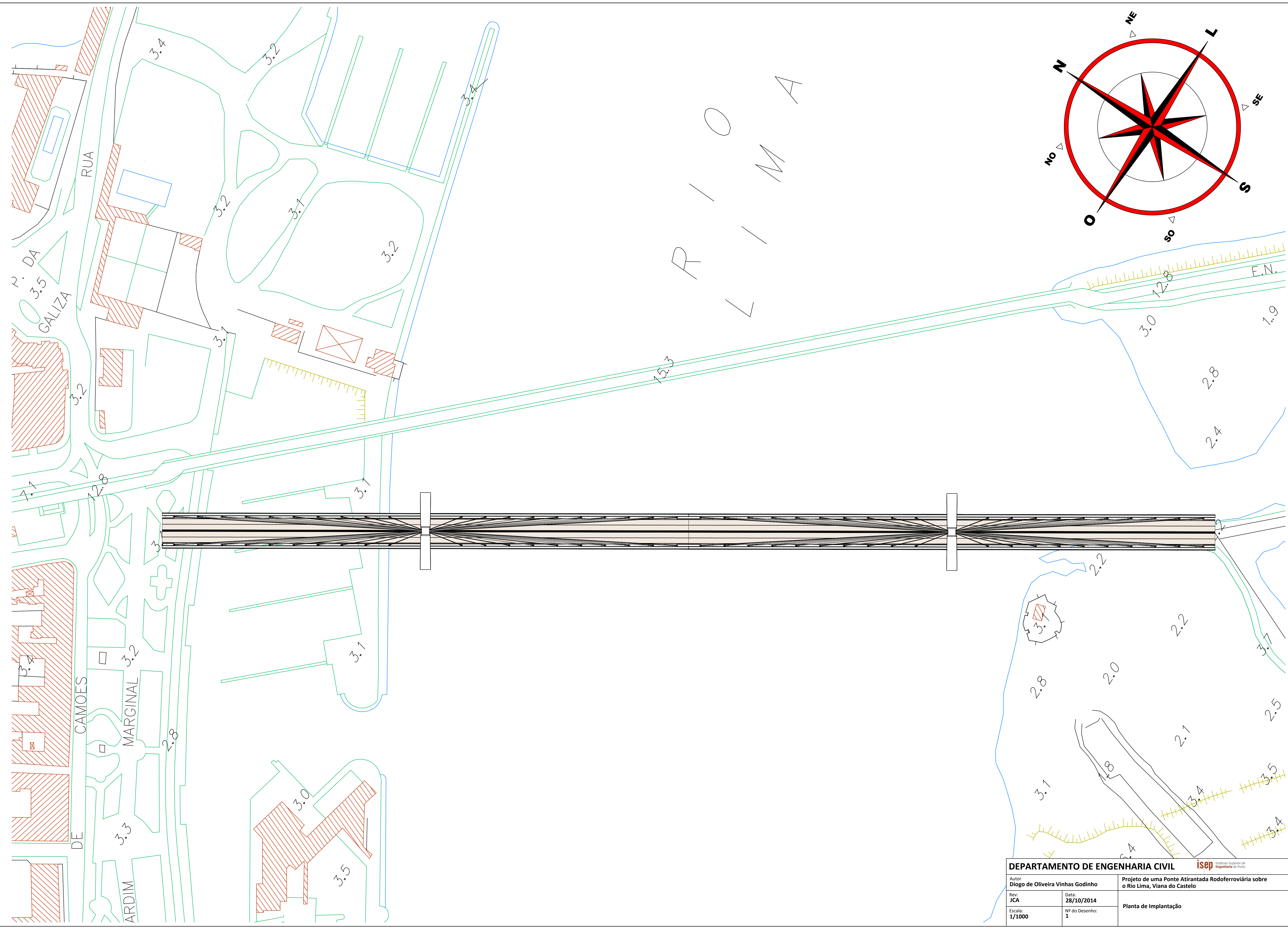
Desenho nº5 - Cortes transversais e plantas das plataformas do tabuleiro à escala 1/100;


Desenho nº6 - Cortes das armaduras das lajes à escala 1/20;

Desenho nº7 - Plantas das armaduras das lajes à escala 1/20;

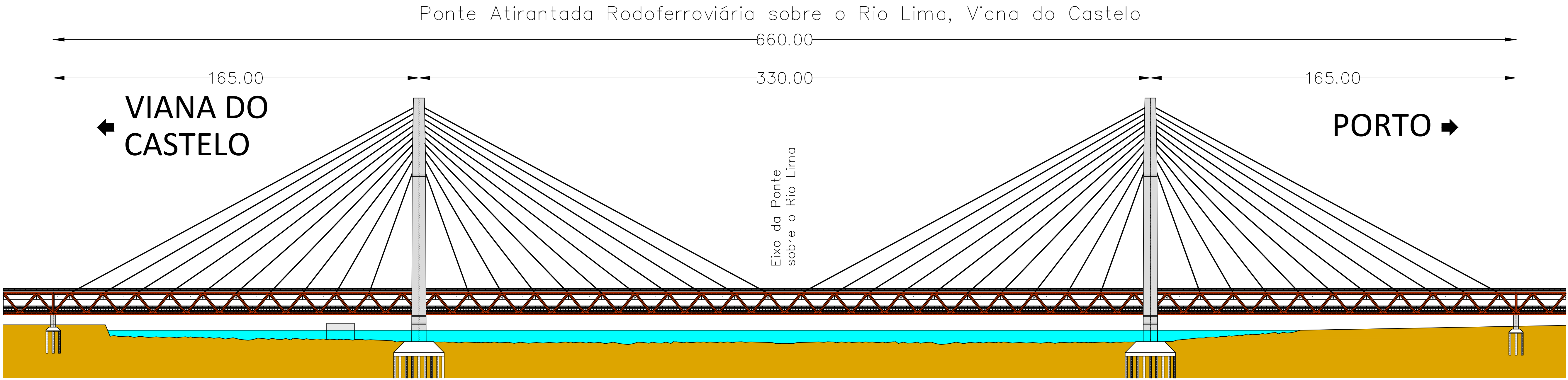
Desenho nº8 - Cortes das armaduras das secções das torres à escala 1/20;

B

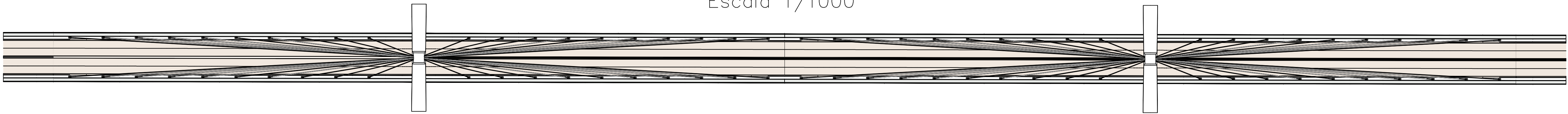


DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL			 Instituto Superior de Engenharia do Porto
Autor Diogo de Oliveira Vinhas Godinho		Projeto de uma Ponte Atirantada Rodoferroviária sobre o Rio Lima, Viana do Castelo	
Rev: JCA	Data: 28/10/2014	Planta de Implantação	
Escala: 1/1000	Nº do Desenho: 1		

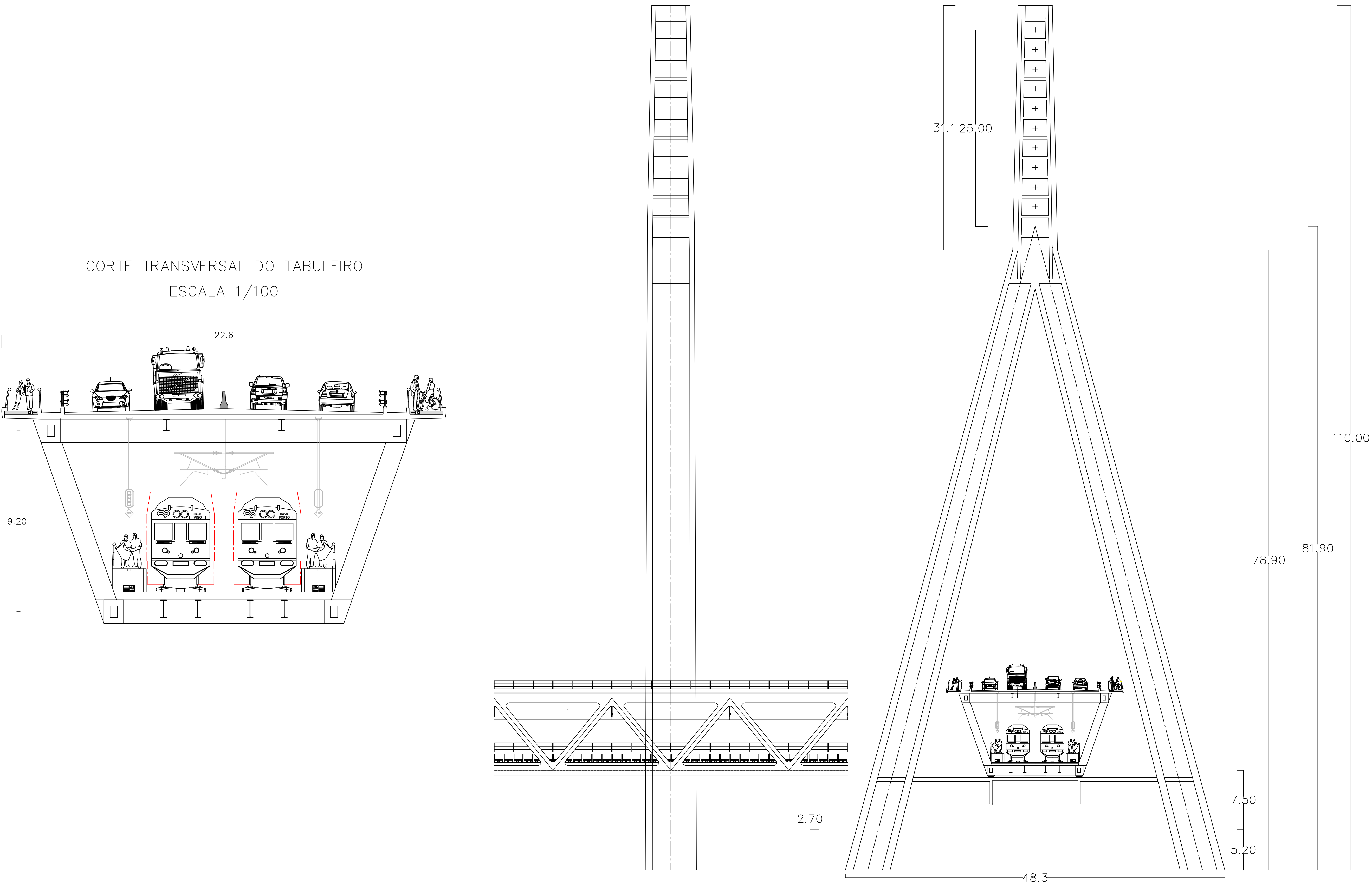
ALÇADO LONGITUDINAL DA PONTE
Escala 1/1000

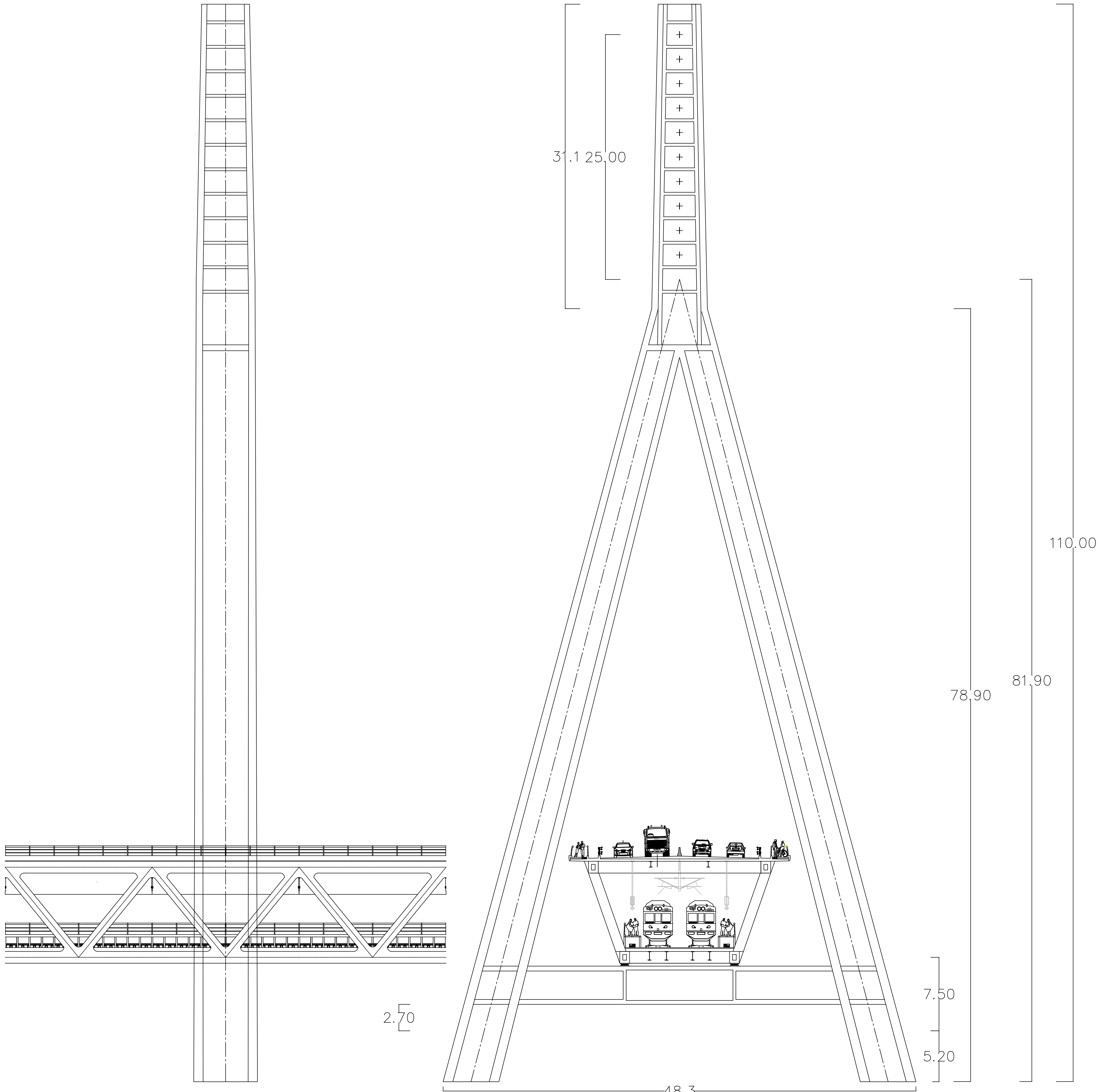


VISTA SUPERIOR DO TABULEIRO
Escala 1/1000

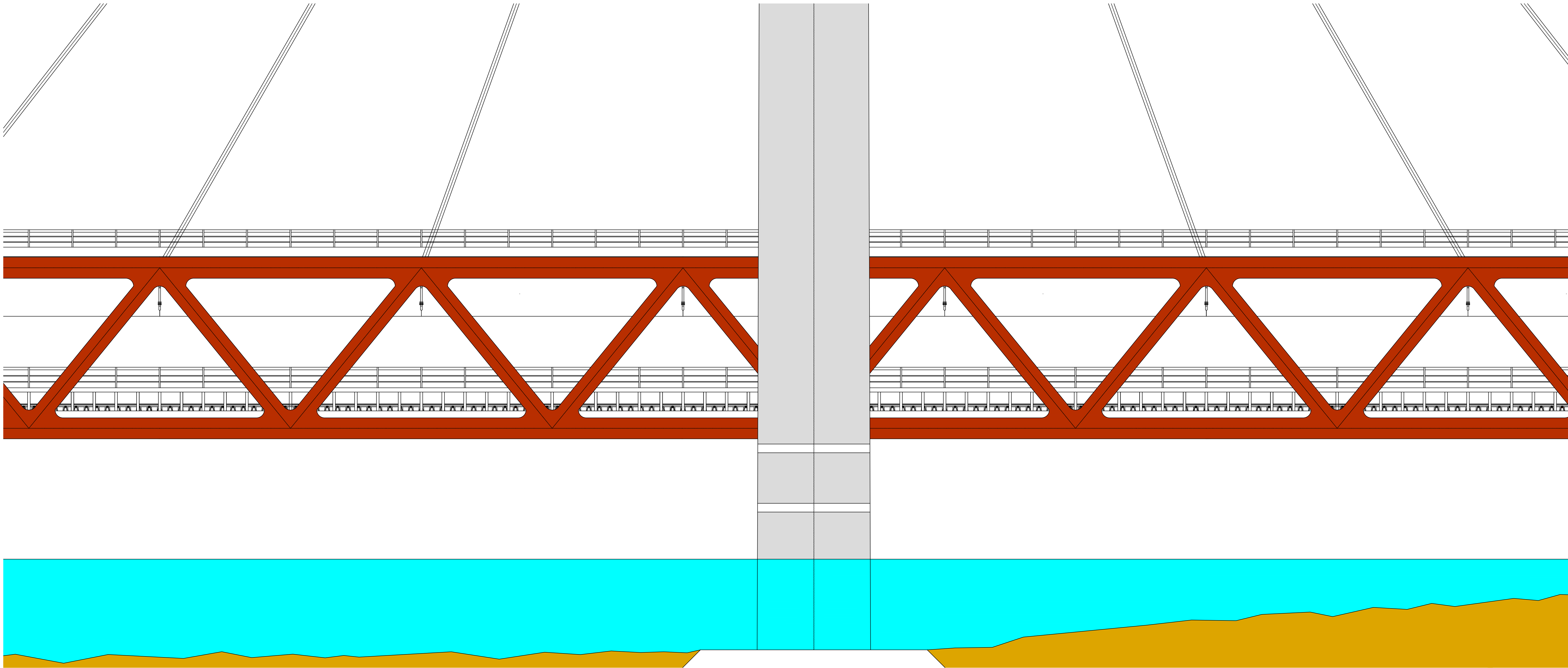


ALÇADO LATERAL E TRANSVERSAL DAS TORRES
ESCALA 1/250

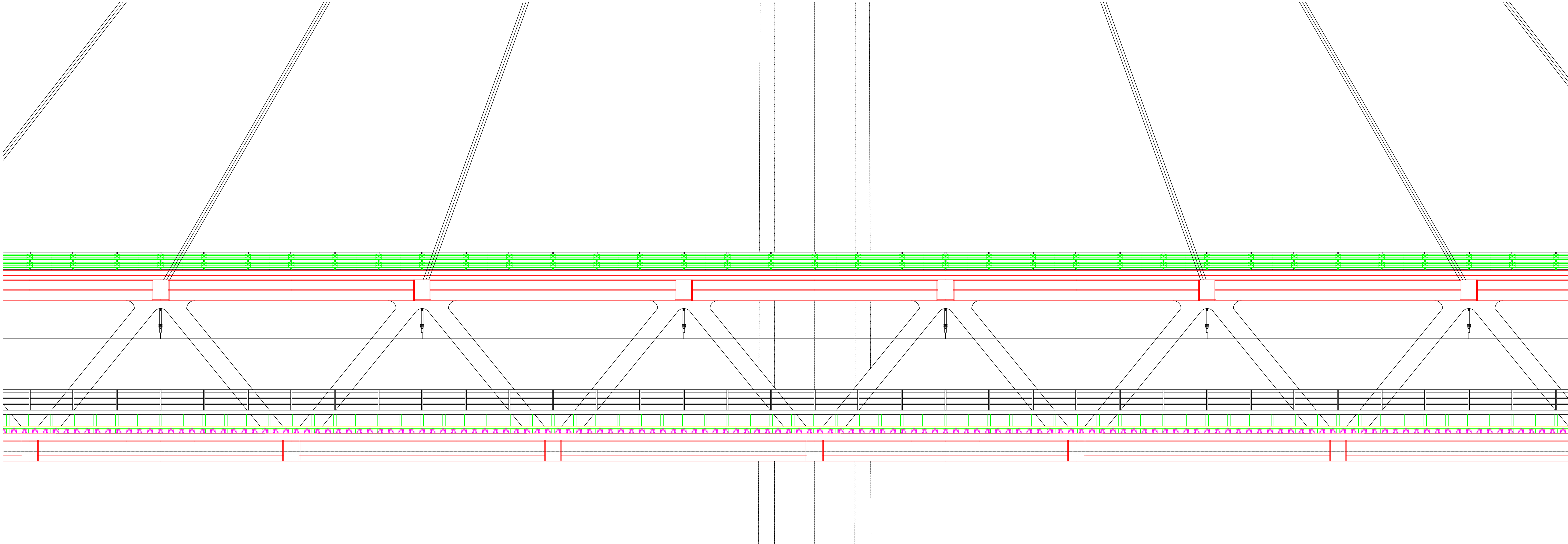


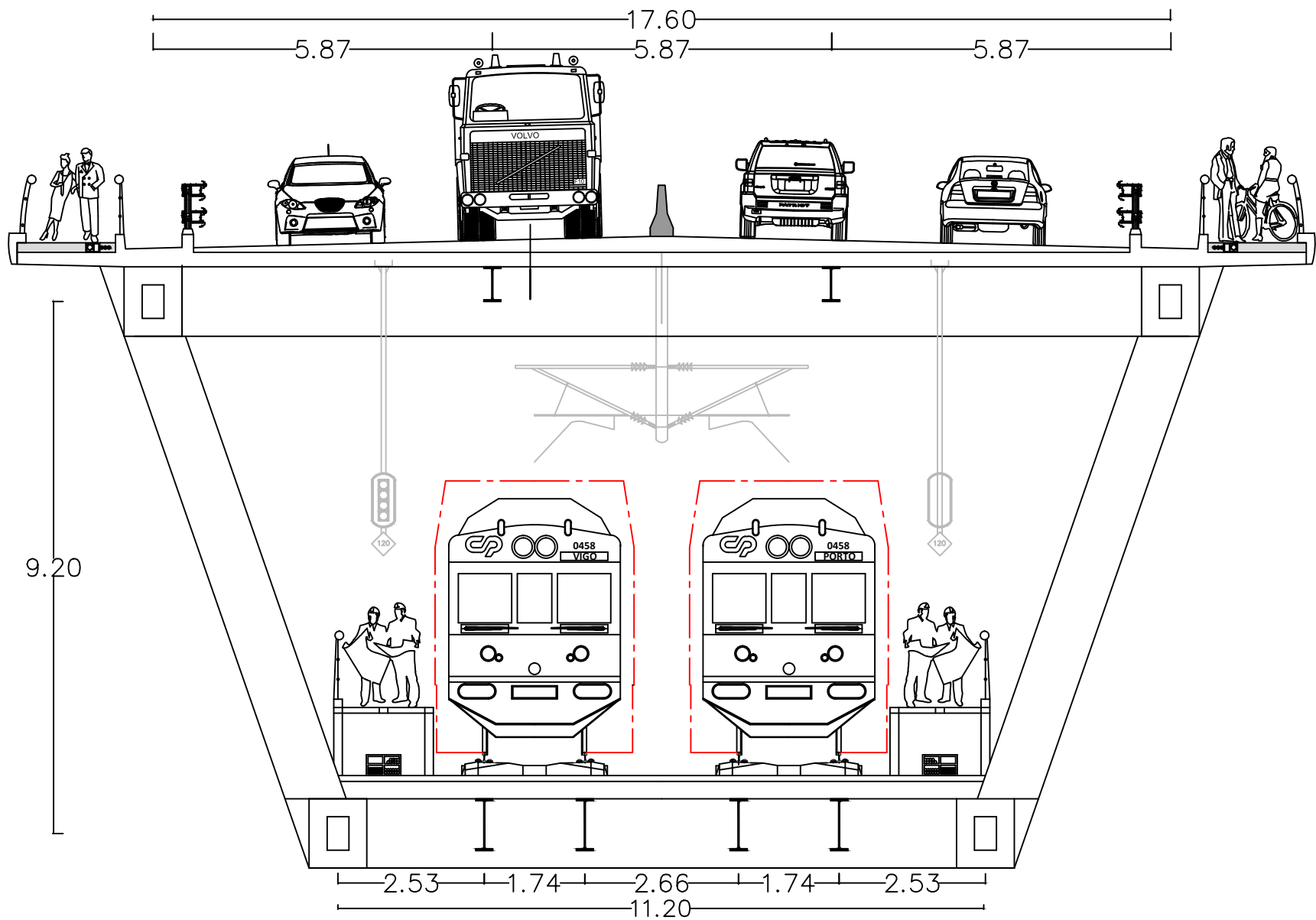


ALÇADO LONGITUDINAL PARCIAL DA PONTE
Escala 1/100

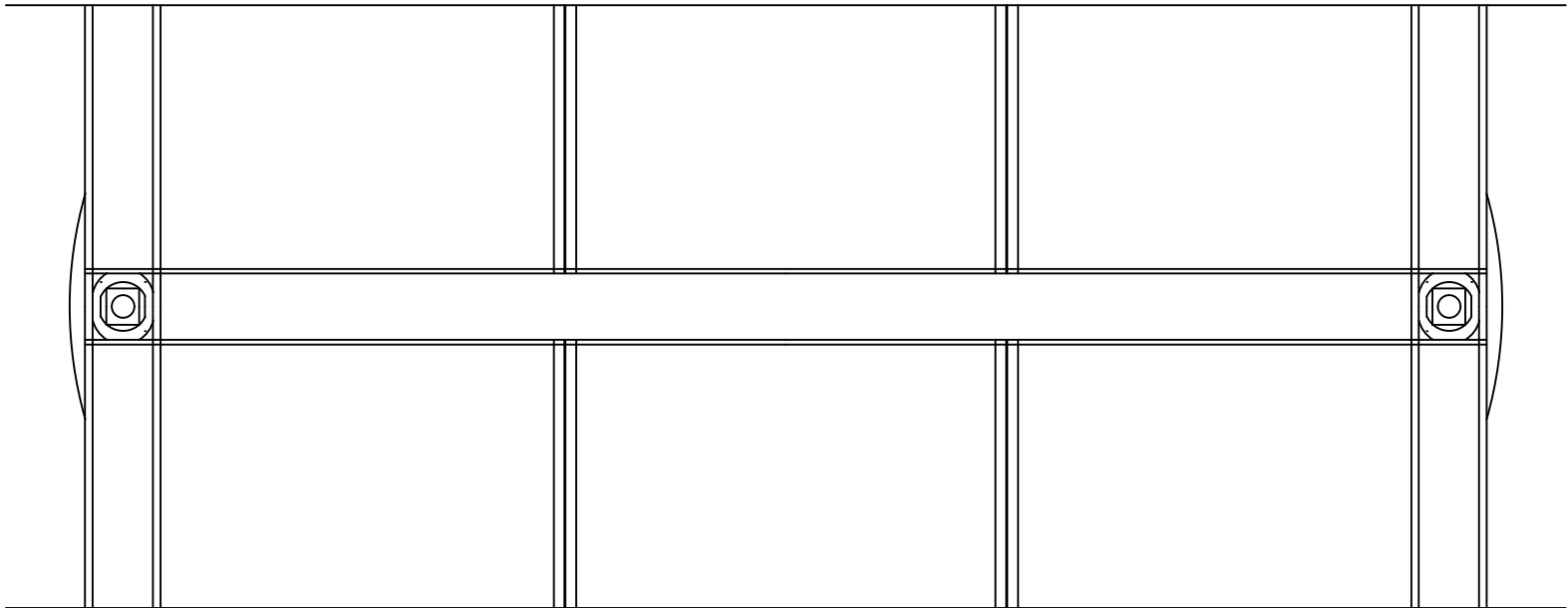


CORTE LONGITUDINAL PARCIAL DA PONTE
Escala 1/100

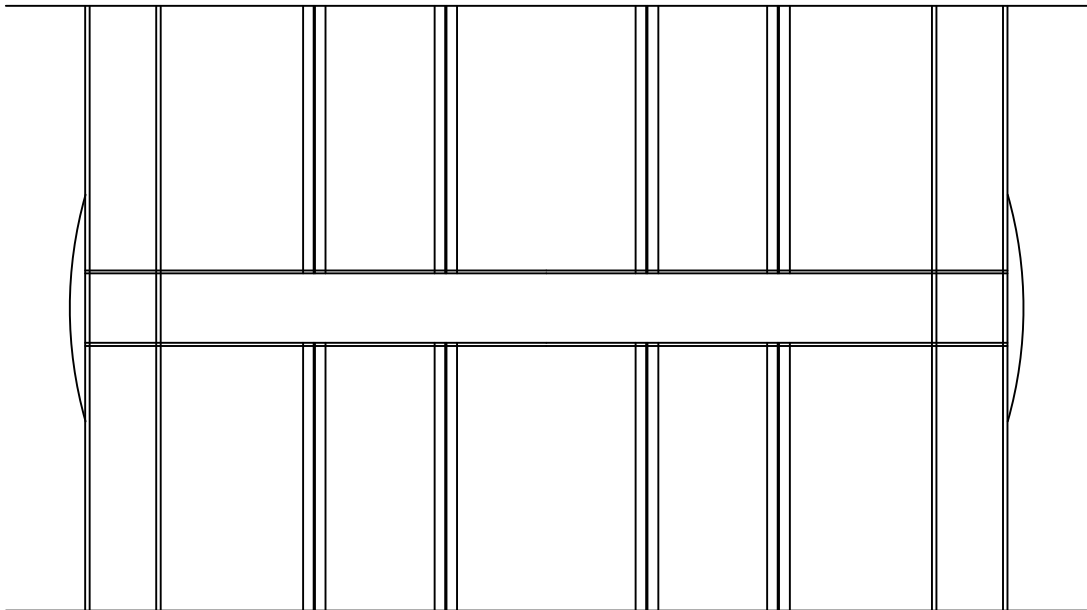




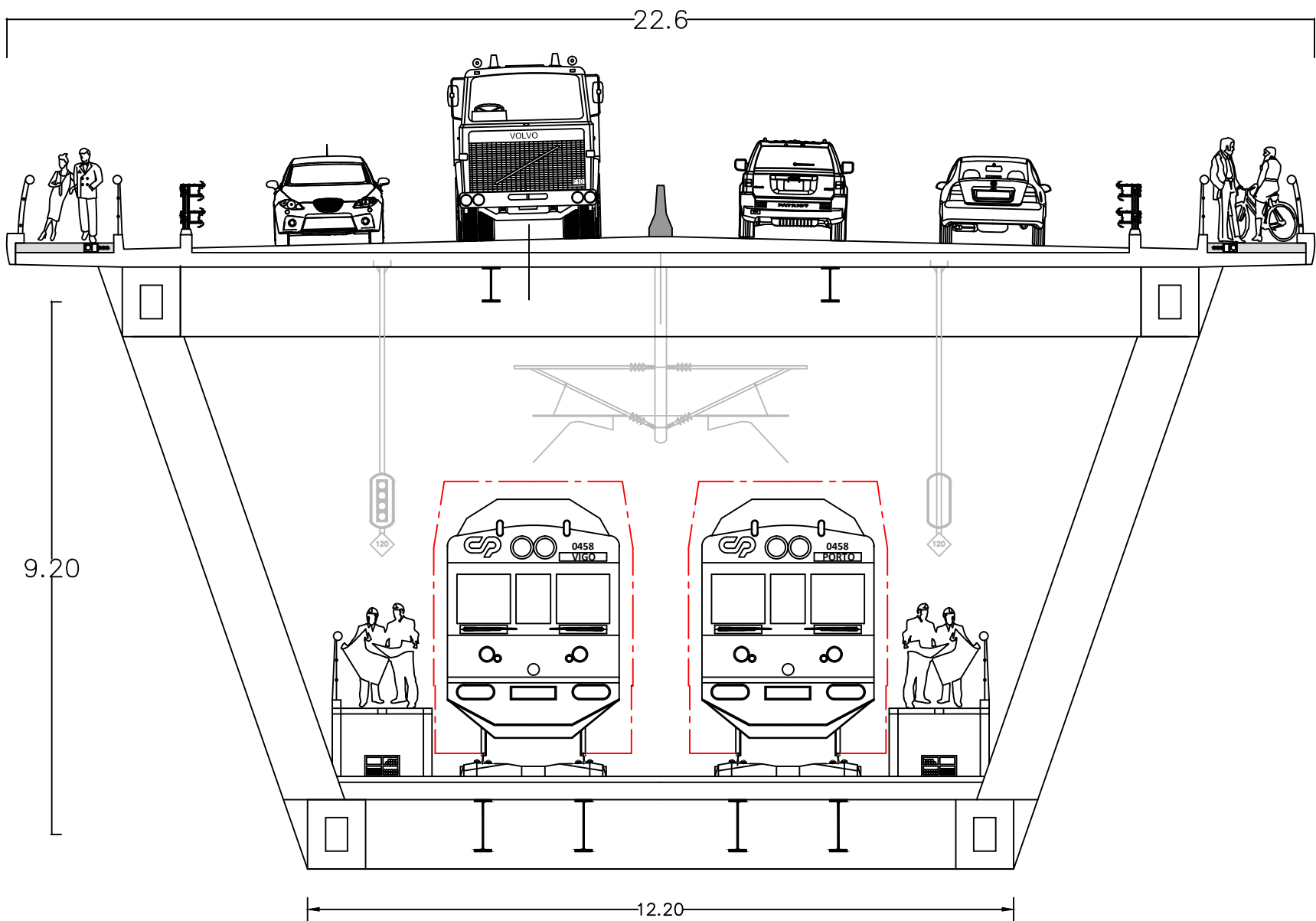
Corte da secção transversal do tabuleiro



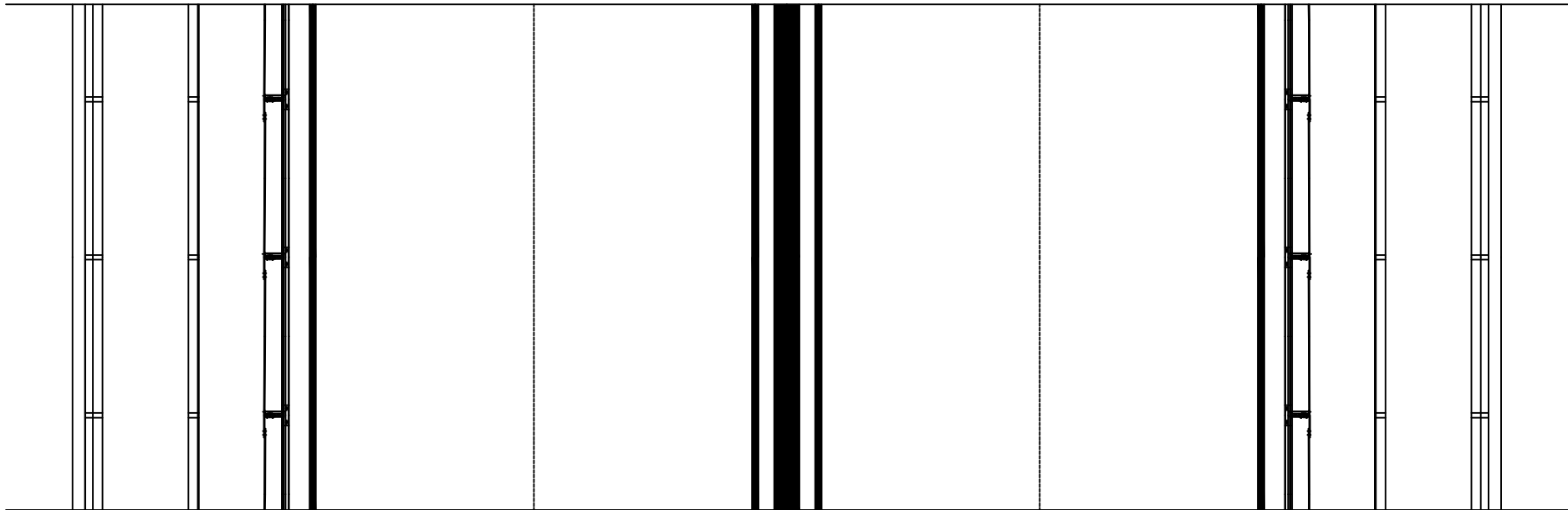
Corte em planta da plataforma rodoviária do tabuleiro



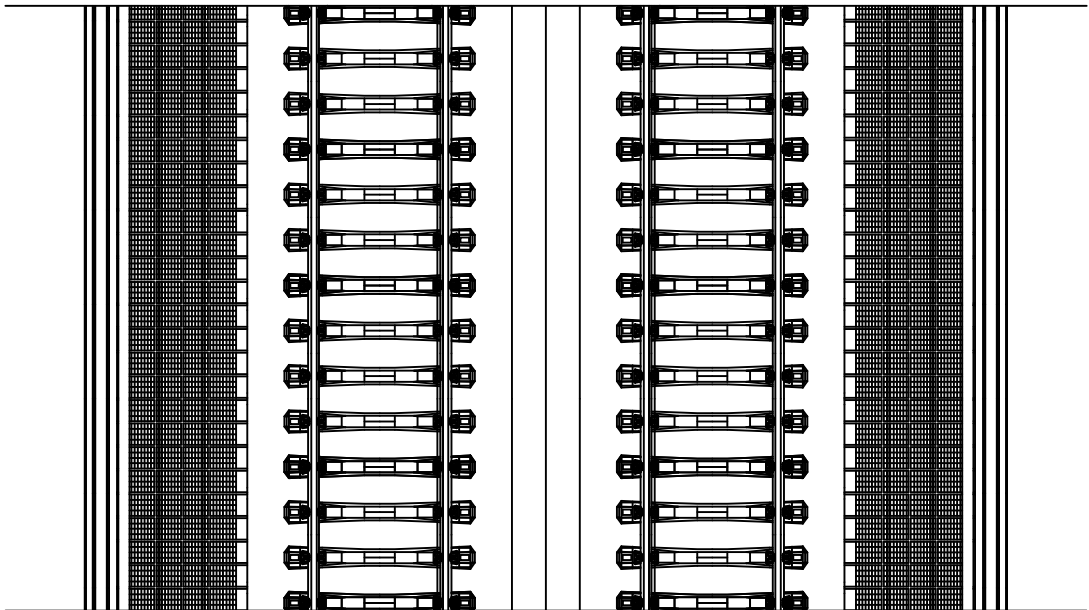
Corte em planta da plataforma ferroviária do tabuleiro




Corte da secção transversal do tabuleiro

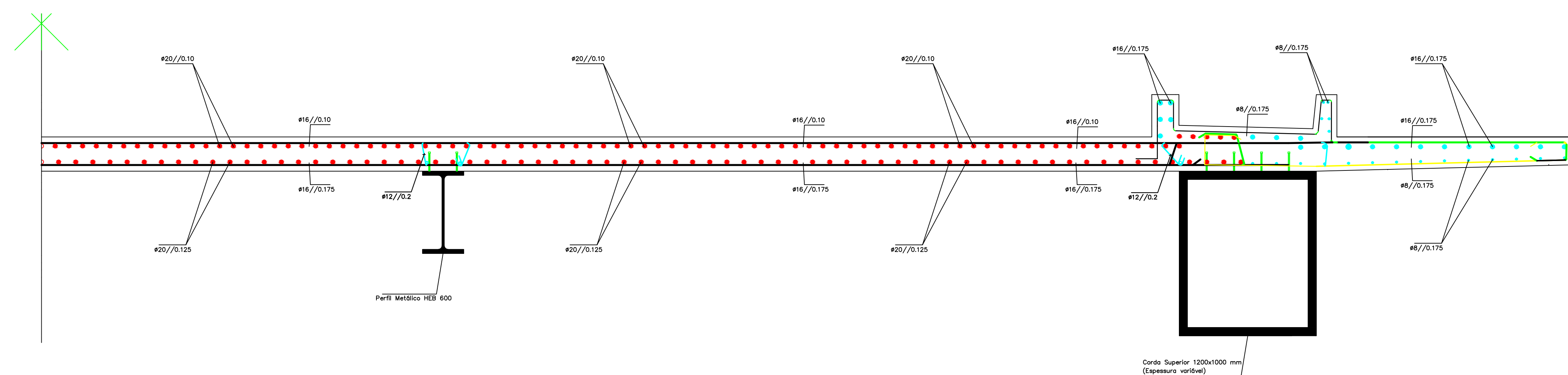


Planta da plataforma rodoviária do tabuleiro

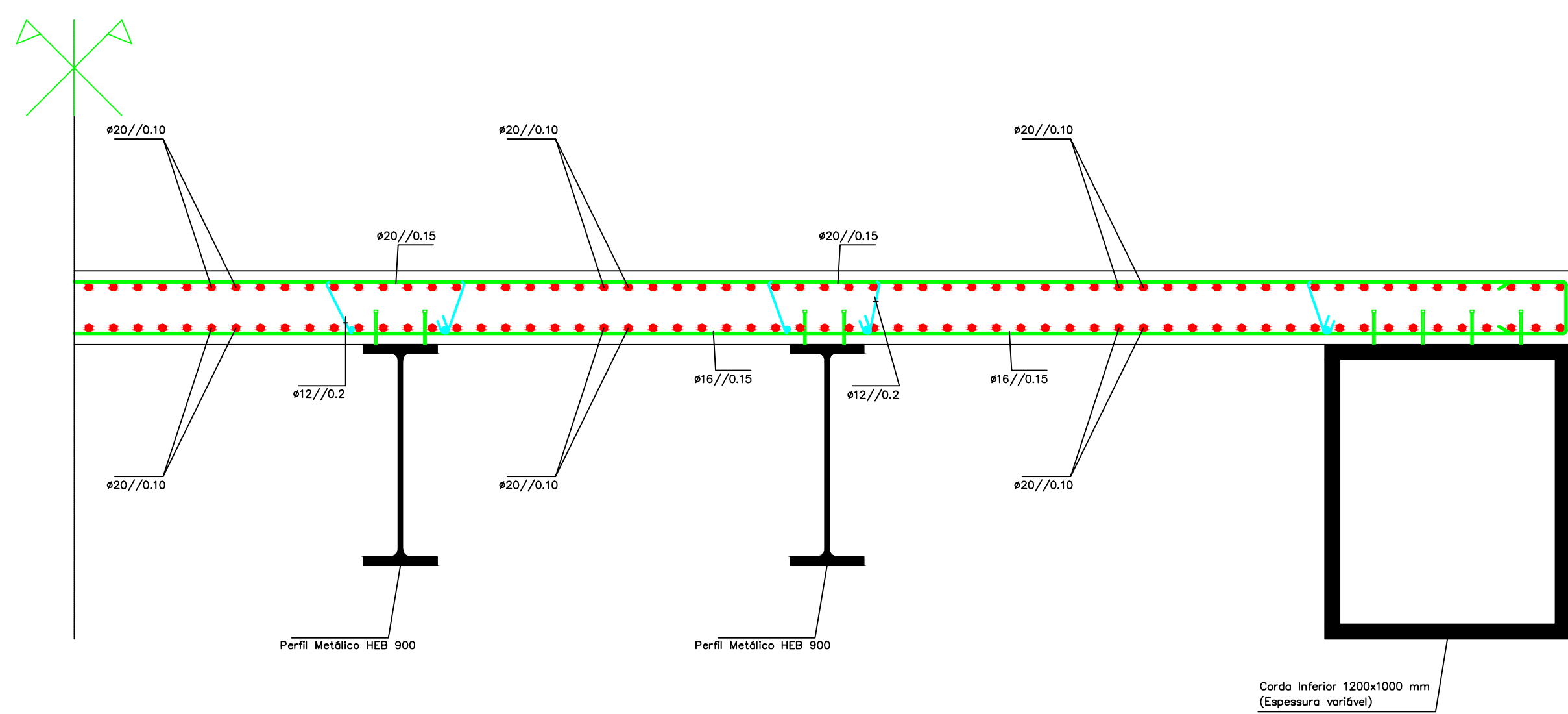


Planta da plataforma ferroviária do tabuleiro

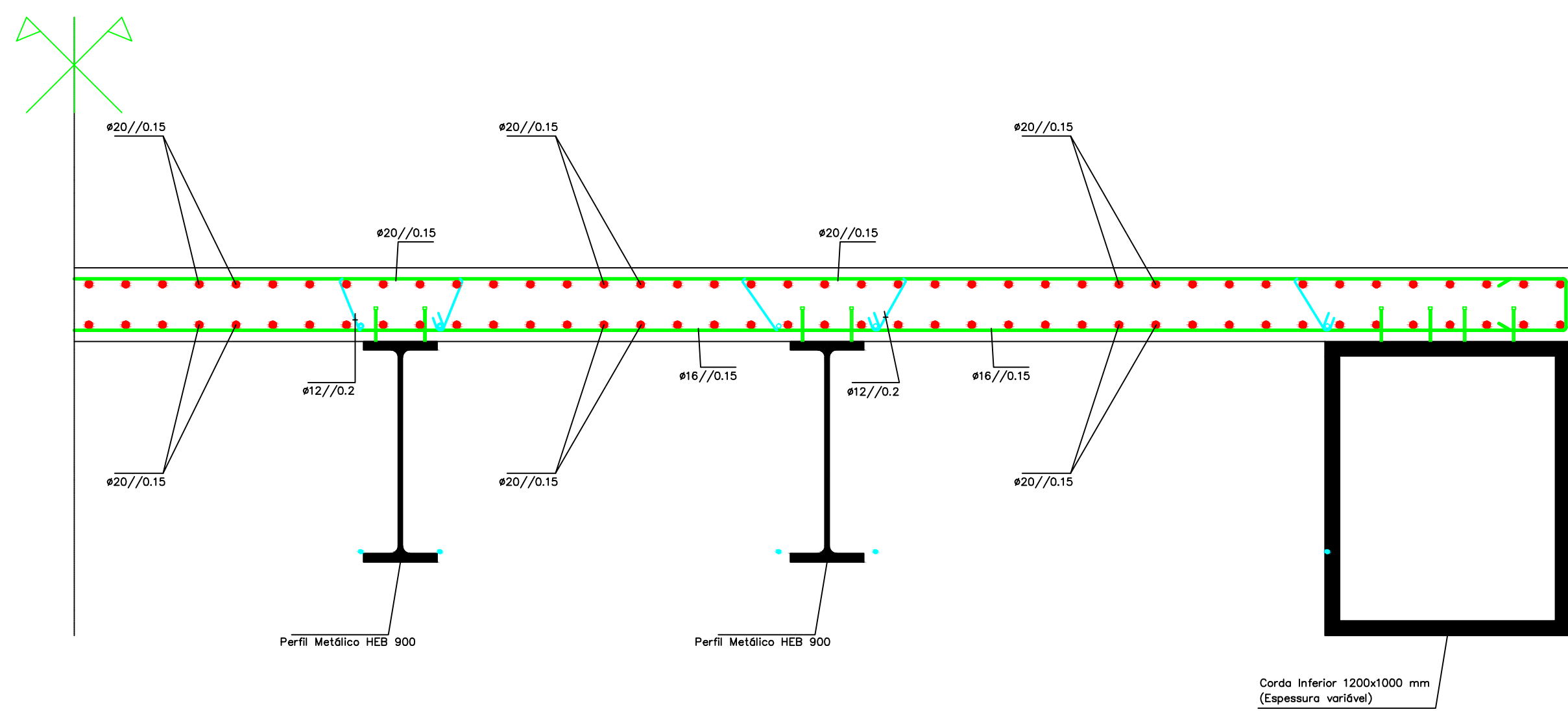
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL			 Instituto Superior de Engenharia do Porto
Autor Diogo de Oliveira Vinhas Godinho		Projeto de uma Ponte Atirantada Rodoferroviária sobre o Rio Lima, Viana do Castelo	
Rev: JCA	Data: 28/10/2014	Corte transversal e plantas das plataformas do tabuleiro	
Escala: 1/100	Nº do Desenho: 5		



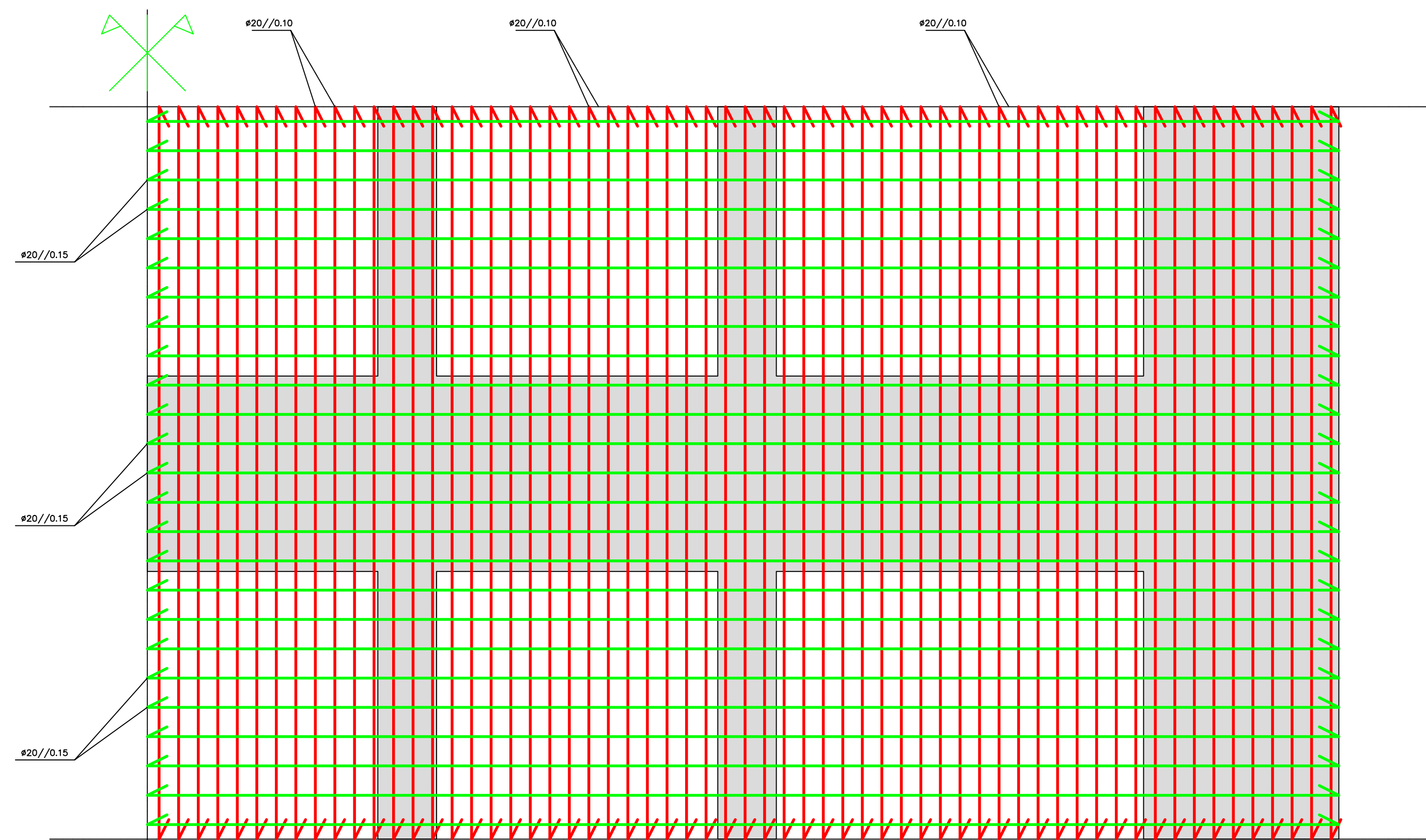
Corte da Laje Ferroviária—Zona das Torres



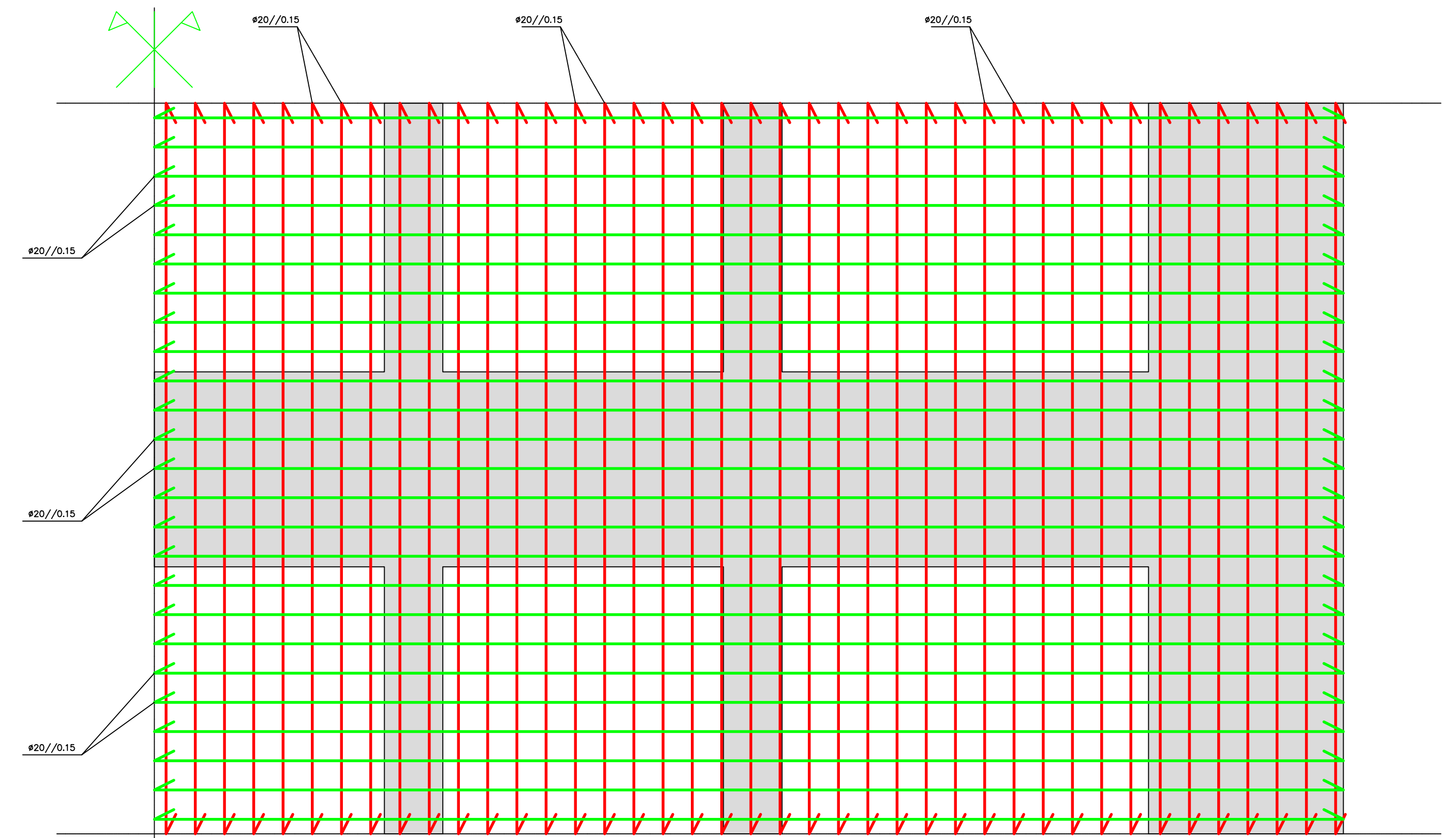
Corte da Laje Ferroviária—Zona das Torres



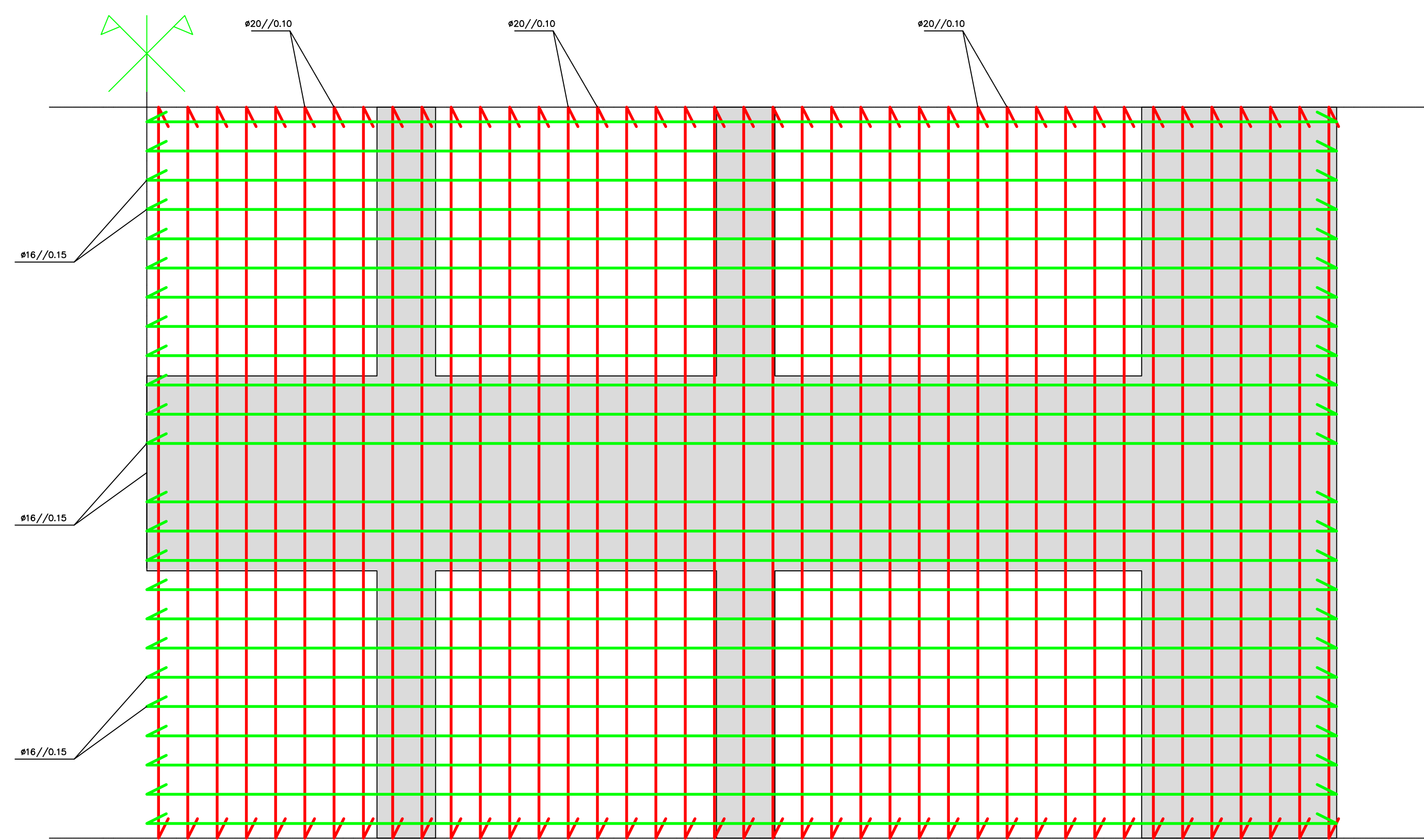
Corte da Laje Ferroviária—Restantes Zonas do Tabuleiro



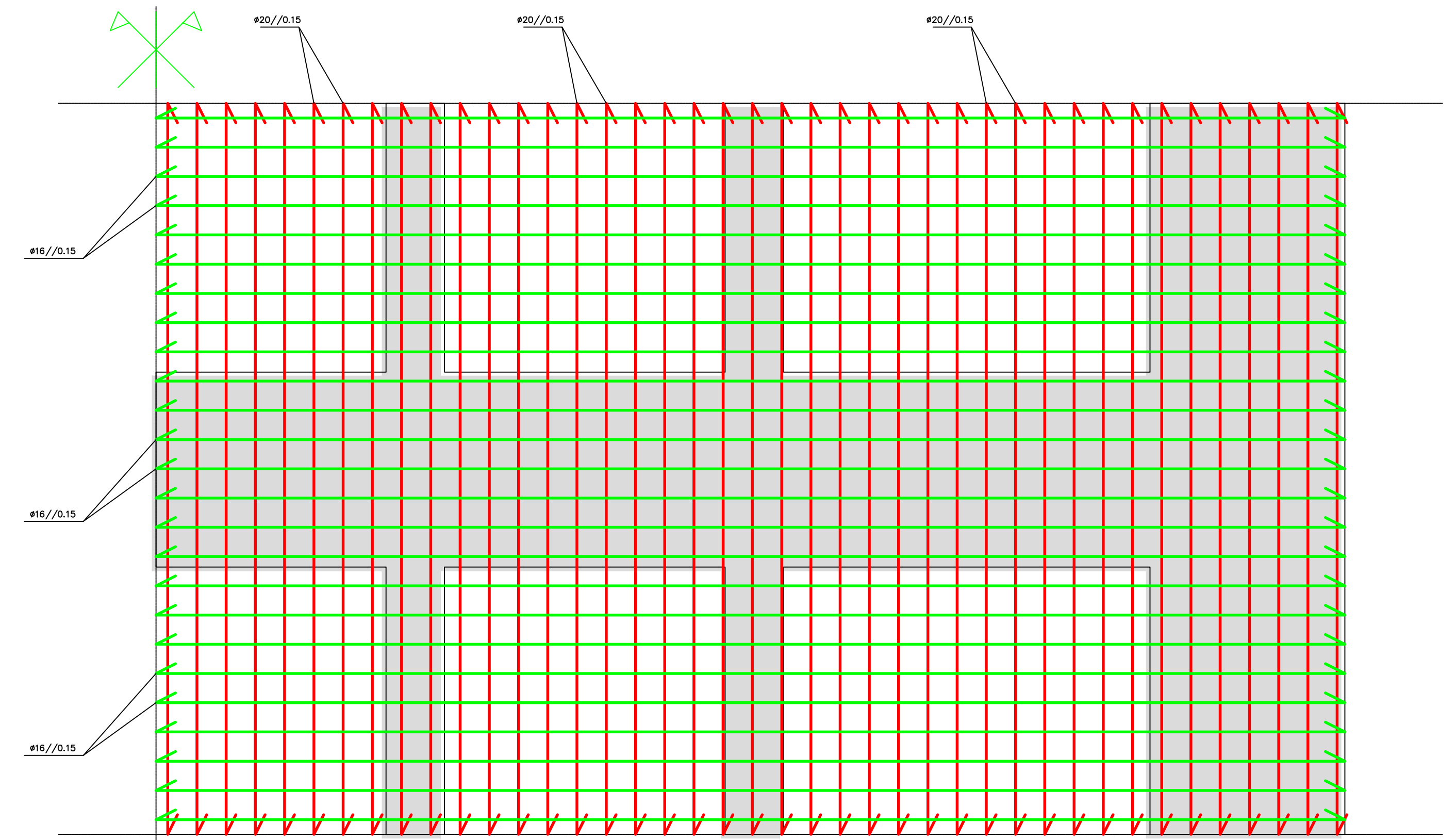
Armadura Superior Laje Ferroviária—Zona das Torres



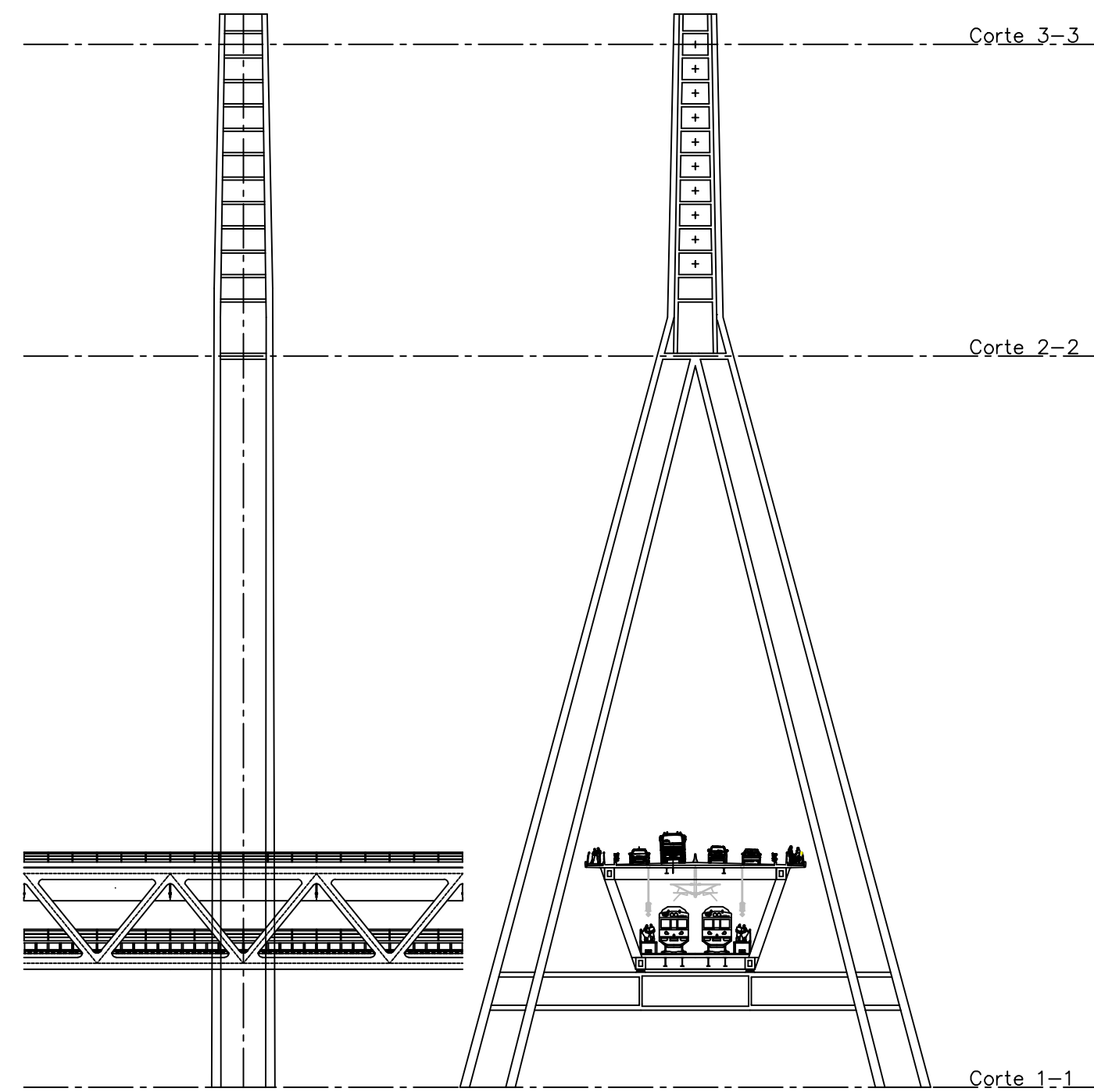
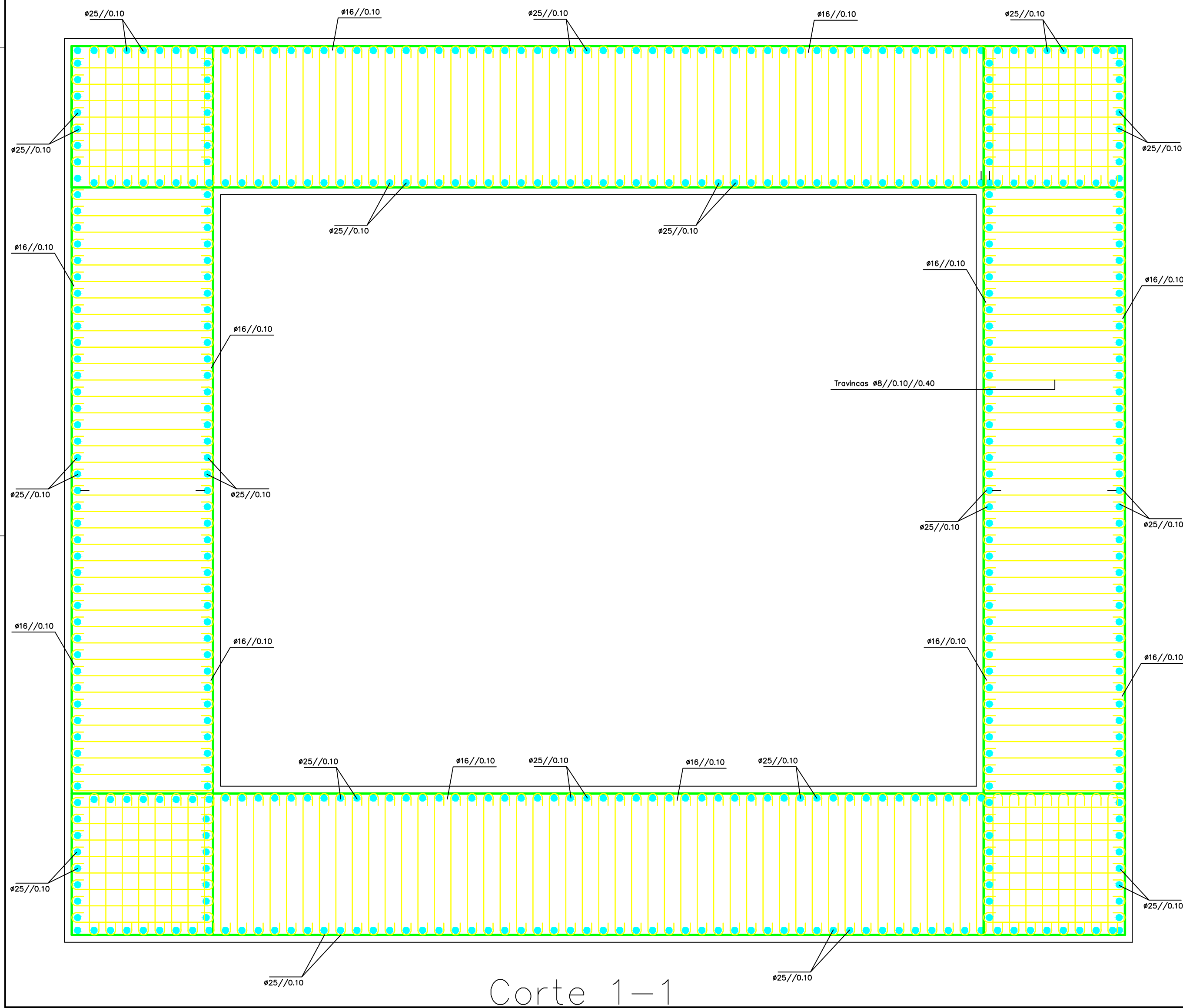
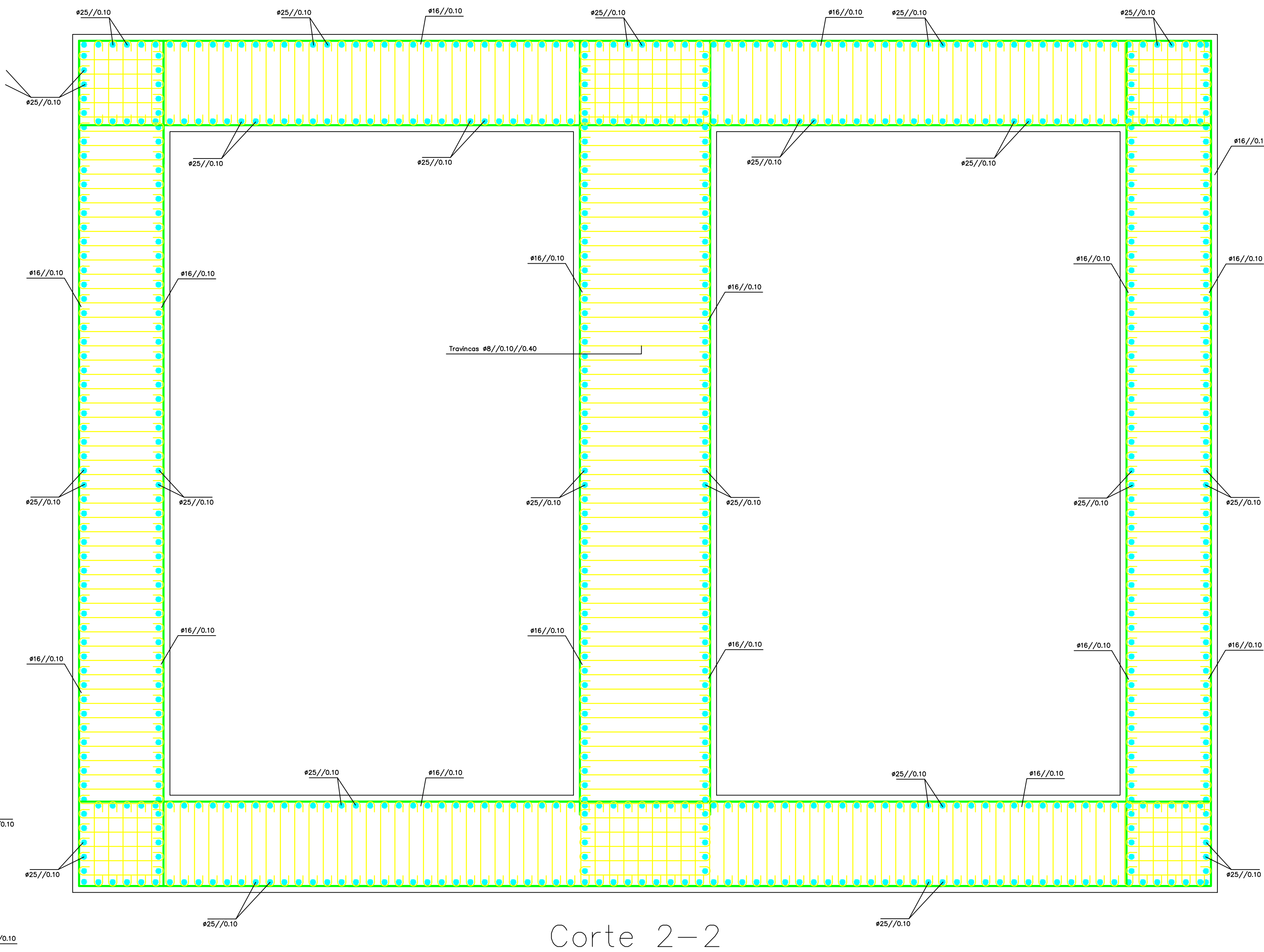
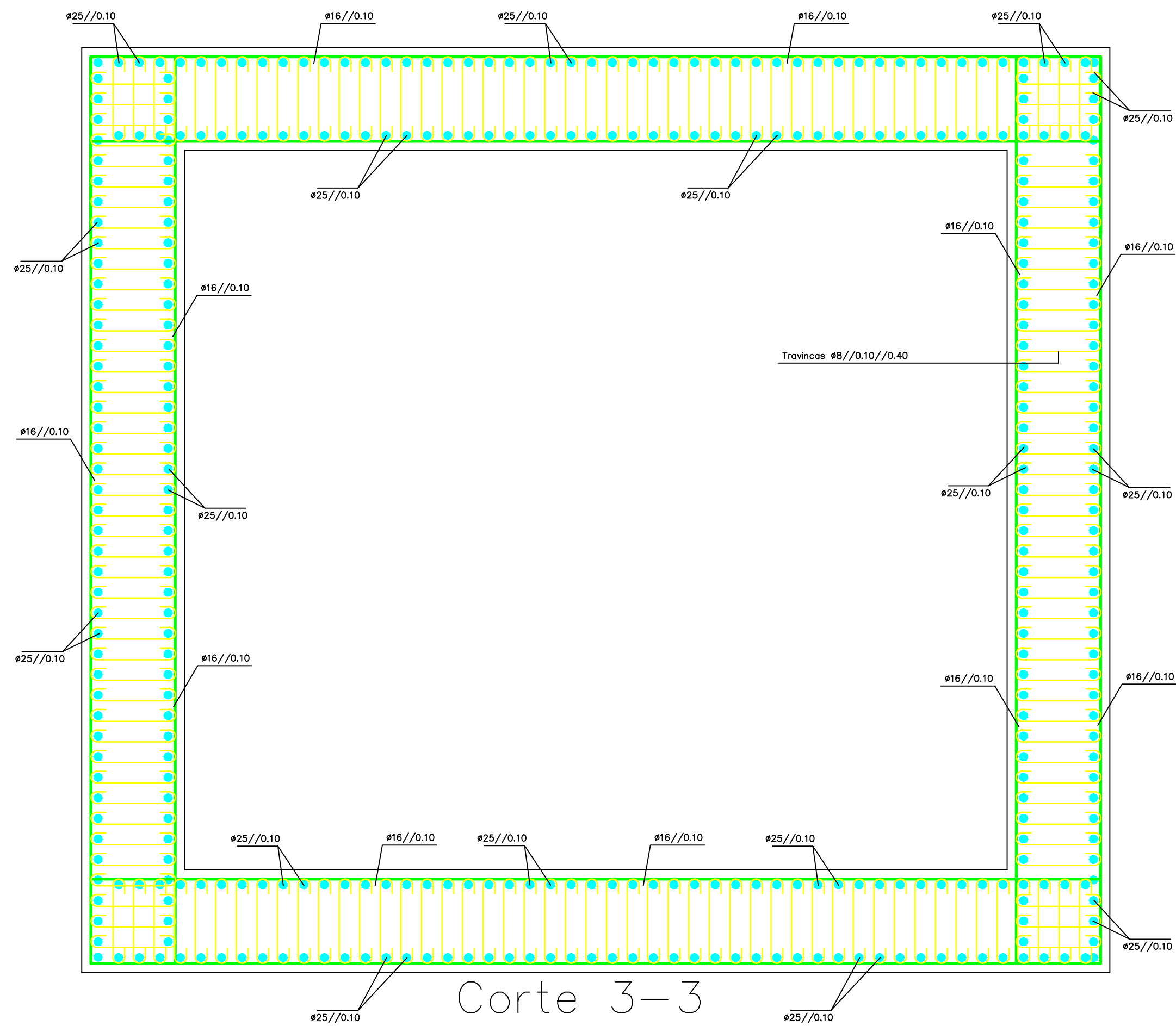
Armadura Superior Laje Ferroviária—Restantes Zonas do Tabuleiro



Armadura Inferior Laje Ferroviária—Zona das Torres



Armadura Inferior Laje Ferroviária—Restantes Zonas do Tabuleiro



DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL			i sep
Autor Diogo de Oliveira Vinhas Godinho			Instituto Superior de Engenharia do Porto
Rev: JCA	Data: 28/10/2014		Projeto de uma Ponte Atirantada Rodoferroviária sobre o Rio Lima, Viana do Castelo
Escala: 1/20	Nº do Desenho: 8		Armaduras das secções das torres-Corte

ANEXO II

MAPA DISCRIMINATIVO DOS CUSTOS

Artigo	Designação	Un.	Quant.	Custo		
				Unitário	Parcial	
1	Movimentação de terras					
1.1	Escavações - Fundações, transporte para depósito	m³	22.311,00	7,00	156.177,00	0,19%
1.2	Aterros e compactação - valas, esgotos	m³	14.130,00	5,00	70.650,00	0,09%
1.3	Ensecadeiras- Aluguer, montagem e desmontagem	m³	5.600,00	10,00	56.000,00	0,07%
				Σ	282.827,00	0,34%
2	Betão Estrutural					
2.1	Betão C50/60					
2.1.1	Torres	m³	6.738,56	200,00	1.347.712,00	1,64%
2.1.2	Torres - Fundações: Estacas diâmetro 2,0 metros	ml	2.520,00	1.250,00	3.150.000,00	3,83%
2.1.3	Torres - Fundações: Maciços de encabeçamento das estacas	m³	3.887,21	300,00	1.166.163,00	1,42%
2.1.4	Encontros	m³	3.900,00	125,00	487.500,00	0,59%
2.1.5	Encontros - Fundações: Sapatas	m³	230,00	300,00	69.000,00	0,08%
2.2	Betão C40/50					
2.2.1	Laje Rodoviária	m³	2.970,00	113,00	335.610,00	0,41%
2.2.2	Laje Ferroviária	m³	2.218,00	113,00	250.634,00	0,30%
2.2.3	Laje Pedonal	m³	825,00	113,00	93.225,00	0,11%
2.3	Betão C16/20					
2.3.1	Betuminoso Rodoviário	m³	950,00	80,00	76.000,00	0,09%
2.3.2	Betão de Proteção Ferroviário	m³	740,00	85,00	62.900,00	0,08%
				Σ	7.038.744,00	8,56%
3	Aço Estrutural					
3.1	Armaduras Ordinárias - S500 NR SD					

3.1.1	Torres	Kg	179.442,00	1,00	179.442,00	0,22%
3.1.2	Encontros	Kg	6.250,00	1,00	6.250,00	0,01%
3.1.3	Laje Rodoviária	Kg	1.153.098,90	1,00	1.153.098,90	1,40%
3.1.4	Laje Ferroviária	Kg	798.932,60	1,00	798.932,60	0,97%
3.1.5	Laje Pedonal	Kg	76.276,20	1,00	76.276,20	0,09%
3.2	Perfis H e Tubular - S355					
3.2.1	Longarinas Secundárias Rodoviárias	Kg	279.831,00	3,00	839.493,00	1,02%
3.2.2	Longarinas Secundárias Ferroviárias	Kg	769.710,00	3,00	2.309.130,00	2,81%
3.2.3	Longarinas Principais	Kg	4.872.464,00	3,00	14.617.392,00	17,78%
3.2.5	Diagonais Warren	Kg	2.935.057,00	3,00	8.805.171,00	10,71%
3.2.6	Carlingas	Kg	2.167.010,00	3,00	6.501.030,00	7,91%
3.2.7	Torres: Caixa de ancoragens interior	Kg	1.133.424,71	3,00	3.400.274,13	4,14%
3.3	Sistema Atirantado - Y 1860 S7-15.2					
3.3.1	Cordões	Kg	1.371.537,00	10,00	13.715.370,00	16,68%
3.3.2	Ancoragens	Kg	121.360,00	7,50	910.200,00	1,11%
				Σ	53.312.059,83	64,85%
4	Cavaletes e Cofragens					
4.1	Cofragens					
4.1.1	Cofragem Perdida - Torres	m ²	10.135,00	45,00	456.075,00	0,55%
	Cofragem Perdida - Torres: Maciços encab. das estacas	m ²	2.941,16	45,00	132.352,20	0,16%
4.1.2	Cofragem Perdida - Encontros	m ²	4.265,00	45,00	191.925,00	0,23%
	Cofragem Perdida - Encontros: Sapatas	m ²	600,00	45,00	27.000,00	0,03%
4.1.3	Cofragem Recuperável - Lajes	m ²	3.228,00	12,50	40.350,00	0,05%
4.2	Cavaletes					

4.2.1	Cimbres Moveis Sucessivos - Torres	Vg	1,00	675.000,00	675.000,00	0,82%
4.2.2	Equipamento/Sistema de Equilíbrio - Tabuleiro, Tirantes	Vg	1,00	2.100.000,00	2.100.000,00	2,55%
4.1.3	Transporte Marítimo dos Elementos Estruturais	Vg	1,00	23.000,00	23.000,00	0,03%
				Σ	3.645.702,20	4,44%
5	Equipamentos e Aparelhos de Apoio					
5.1	Aparelhos de Apoio e de amortecimento					
5.1.1	Torres - <i>shock transmitter c/amortecimento sísmico</i>	un	8,00	16.000,00	128.000,00	0,16%
5.1.2	Encontros - <i>Pot Bearing</i>	un	8,00	12.000,00	96.000,00	0,12%
5.1.3	Dispositivo de amortecimento das ancoragens	un	80,00	17.912,04	1.432.963,04	1,74%
5.2	Equipamentos Rodoviários					
5.2.1	Separador central - <i>New jersey</i>	ml	660,00	200,00	132.000,00	0,16%
5.2.2	Guarda de segurança - Duplo Perfil U	ml	1.320,00	200,00	264.000,00	0,32%
5.2.3	Guarda Corpos Metálico	ml	1.320,00	128,00	168.960,00	0,21%
5.2.4	Juntas de Dilatação Tabuleiro-Encontro	ml	30,00	650,00	19.500,00	0,02%
5.3	Equipamentos Ferroviários					
5.3.1	Sistema Carril Uci 60/travessas de betão	ml	1.320,00	500,00	660.000,00	0,80%
5.3.3	Catenária Ferroviária, postes e fixações	ml	1.320,00	250,00	330.000,00	0,40%
5.3.4	Guarda corpos Metálico	ml	1.320,00	128,00	168.960,00	0,21%
5.3.5	Juntas de Dilatação Tabuleiro-Encontro	ml	30,00	650,00	19.500,00	0,02%
				Σ	3.419.883,04	4,16%
6	Alvenaria, Revestimentos, Canalização, Impermeabilização					
6.1	Alvenaria e Revestimentos					
6.1.1	Lancil	m	2.640,00	15,00	39.600,00	0,05%
6.1.2	Vigas de Bordadura	m	1.320,00	70,00	92.400,00	0,11%
6.1.2	Pedra granito	m ²	3.300,00	35,00	115.500,00	0,14%

Estimativa de Custo Global	82.202.000,00
Estimativa de Custo Global/Metro linear	124.549,45
Estimativa de Custo Global/Área de implantação	3.641,58
Estimativa de Custo Global/Volume do Tabuleiro	748,34

ANEXO III

MEMÓRIA DE CÁLCULO

III.1. Tabuleiro

III.1.1. LONGARINA PRINCIPAL DA CORDA SUPERIOR

III.1.1.1. Classe das secções transversais

III.1.1.2. Resistência das secções

III.1.1.3. Resistência à encurvadura

III.1.2. LONGARINA PRINCIPAL DA CORDA INFERIOR

III.1.2.1. Classe das secções transversais

III.1.2.2. Resistência das secções

III.1.2.3. Resistência à encurvadura

III.1.3. LONGARINA SECUNDÁRIA RODOVIÁRIA

III.1.3.1. Largura efetiva do banzo de betão-Efeito shear lag

III.1.3.2. Classe das secções transversais

III.1.3.3. Resistência das secções

III.1.3.4. Resistência à encurvadura lateral

III.1.4. LONGARINA SECUNDÁRIA FERROVIÁRIA Nº1

III.1.4.1. Largura efetiva do banzo de betão-Efeito shear lag

III.1.4.2. Classe das secções transversais

III.1.4.3. Resistência das secções

III.1.4.4. Resistência à encurvadura lateral

III.1.5. LONGARINA SECUNDÁRIA FERROVIÁRIA Nº2

III.1.5.1. Largura efetiva do banzo de betão-Efeito shear lag

III.1.5.2. Classe das secções transversais

III.1.5.3. Resistência das secções

III.1.5.4. Resistência à encurvadura lateral

III.1.6. CARLINGA RODOVIÁRIA

III.1.6.1. Classe das secções transversais

III.1.6.2. Resistência das secções

III.1.5.3. Resistência à encurvadura

III.1.7. CARLINGA FERROVIÁRIA

III.1.7.1. Classe das secções transversais

III.1.7.2. Resistência das secções

III.1.7.3. Resistência à encurvadura

III.1.8. DIAGONAL WARREN

III.1.8.1. Classe das secções transversais

III.1.8.2. Resistência das secções

III.1.8.3. Resistência à encurvadura

III.1.1. LONGARINA PRINCIPAL DA CORDA SUPERIOR

III.1.1.1. CLASSE DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 48 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda superior

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões					
		h [mm]	e [mm]	b [mm]			33E	38E	Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
							(Classe 1)	(Classe 2)	c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
1	0,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	7,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
2	7,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	15,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	22,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
3	22,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	30,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	37,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
4	37,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	44,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	52,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
5	52,50	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
	59,50	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
	67,50	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
6	67,50	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
	74,50	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
	82,50	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
7	82,50	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	89,25	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	97,50	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
8	97,50	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	104,25	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	112,50	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
9	112,50	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
	119,25	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
	127,50	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1

Tabela 49 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda superior

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões					
		h [mm]	e [mm]	b [mm]			33E (Classe 1)	38E (Classe 2)	Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
									c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
10	127,50	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
	134	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
	142,5	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
11	142,5	1200	80	1000	325	0,85	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1
	149	1200	80	1000	325	0,85	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1
	157,5	1200	80	1000	325	0,85	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1
12	157,5	1200	80	1000	325	0,85	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1
	165,25	1200	80	1000	325	0,85	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1
	172,5	1200	80	1000	325	0,85	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1
13	172,5	1200	80	1000	325	0,85	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1
	180,5	1200	80	1000	325	0,85	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1
	187,5	1200	80	1000	325	0,85	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1
14	187,5	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
	195,25	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
	202,5	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
15	202,5	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
	210,5	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
	217,5	1200	70	1000	325	0,85	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1
16	217,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	225,75	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	232,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
17	232,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	240,75	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	247,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
18	247,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	255,75	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	262,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1

Tabela 50 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda superior

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões					
		h [mm]	e [mm]	b [mm]			33E (Classe 1)	38E (Classe 2)	Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
									c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
19	262,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	270,75	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	277,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
20	277,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	285,75	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	292,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
21	292,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	300,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	307,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
22	307,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	315,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	322,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
23	322,5	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1
	330	1200	60	1000	335	0,84	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1

III.1.1.2. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 51 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y	Wpl,z	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	MN,y,Rd	MN,z,Rd	MN,y,Rd,eff	MN,z,Rd,eff	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]				[m4]	[m4]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]								
1	0,00	-40	-502	2118	-2131	2220	-1651	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,040	OK	1	1	0,189	OK
	7,50	-40	-502	922	-3127	737	-2476	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,060	OK	1	1	0,241	OK
2	7,50	17476	-5921	-503	-1769	1233	-1537	1200	40	1000	345	1696	0,30	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	23053	19460	23053	19460	1,85	1,85	0,018	OK	1	1	0,156	OK
	15,00	17476	-5921	2067	272	528	-11	1200	40	1000	345	1696	0,30	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	23053	19460	23053	19460	1,85	1,85	0,013	OK	1	1	0,117	OK
	22,50	17476	-5921	-583	-2868	1087	-1139	1200	40	1000	345	1696	0,30	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	23053	19460	23053	19460	1,85	1,85	0,027	OK	1	1	0,183	OK
3	22,50	28796	-7940	-793	-2178	1166	-353	1200	40	1000	345	1696	0,49	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	16693	14092	16693	14092	2,29	2,29	0,013	OK	1	1	0,213	OK
	30,25	28796	-7940	2339	-91	772	-59	1200	40	1000	345	1696	0,49	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	16693	14092	16693	14092	2,29	2,29	0,013	OK	1	1	0,195	OK
	37,50	28796	-7940	-383	-3190	274	-977	1200	40	1000	345	1696	0,49	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	16693	14092	16693	14092	2,29	2,29	0,025	OK	1	1	0,260	OK
4	37,50	35439	-7112	-359	-2425	959	265	1200	40	1000	345	1696	0,61	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	12961	10941	12961	10941	2,84	2,84	0,010	OK	1	1	0,275	OK
	44,75	35439	-7112	2440	-155	830	-23	1200	40	1000	345	1696	0,61	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	12961	10941	12961	10941	2,84	2,84	0,009	OK	1	1	0,264	OK
	52,50	35439	-7112	-656	-3019	-297	-747	1200	40	1000	345	1696	0,61	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	12961	10941	12961	10941	2,84	2,84	0,017	OK	1	1	0,301	OK
5	52,50	38777	-4388	-242	-2487	1480	136	1200	50	1000	335	2100	0,55	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	17578	14770	17578	14770	2,53	2,53	0,010	OK	1	1	0,242	OK
	59,50	38777	-4388	2484	-219	803	21	1200	50	1000	335	2100	0,55	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	17578	14770	17578	14770	2,53	2,53	0,008	OK	1	1	0,196	OK
	67,50	38777	-4388	-895	-3299	-66	-1503	1200	50	1000	335	2100	0,55	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	17578	14770	17578	14770	2,53	2,53	0,018	OK	1	1	0,289	OK
6	67,50	39687	-308	-201	-2736	1945	-131	1200	50	1000	335	2100	0,56	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	17072	14344	17072	14344	2,59	2,59	0,014	OK	1	1	0,296	OK
	74,50	39687	-308	2351	-187	743	38	1200	50	1000	335	2100	0,56	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	17072	14344	17072	14344	2,59	2,59	0,006	OK	1	1	0,189	OK
	82,50	39687	-308	-962	-2929	262	-2087	1200	50	1000	335	2100	0,56	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	17072	14344	17072	14344	2,59	2,59	0,017	OK	1	1	0,317	OK
7	82,50	39235	4568	-370	-2714	2385	-463	1200	60	1000	335	2496	0,47	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	24486	20478	24486	20478	2,21	2,21	0,016	OK	1	1	0,227	OK
	89,25	39235	4568	2190	-98	745	-42	1200	60	1000	335	2496	0,47	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	24486	20478	24486	20478	2,21	2,21	0,005	OK	1	1	0,126	OK
	97,50	39235	4568	-1224	-3270	472	-2792	1200	60	1000	335	2496	0,47	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	24486	20478	24486	20478	2,21	2,21	0,024	OK	1	1	0,270	OK
8	97,50	37278	6518	-575	-2869	2375	-561	1200	60	1000	335	2496	0,45	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	25566	21380	25566	21380	2,14	2,14	0,018	OK	1	1	0,223	OK
	104,25	37278	6518	1971	22	554	-16	1200	60	1000	335	2496	0,45	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	25566	21380	25566	21380	2,14	2,14	0,005	OK	1	1	0,103	OK
	112,50	37278	6518	-1191	-3029	651	-3205	1200	60	1000	335	2496	0,45	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	25566	21380	25566	21380	2,14	2,14	0,028	OK	1	1	0,268	OK

Tabela 52 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas				Flexão Composta com Compressão																			
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y	Wpl,z	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	MN,y,Rd	MN,z,Rd	MN,y,Rd,eff	MN,z,Rd,eff	α	β	Verificação		α	β	Verificação	
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]																			
9	112,50	33562	1646	-745	-2714	2237	-824	1200	70	1000	325	2884	0,36	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	32895	27377	32895	27377	1,94	1,94	0,016	OK	1	1	0,164	OK
	119,25	33562	1646	1771	179	271	-81	1200	70	1000	325	2884	0,36	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	32895	27377	32895	27377	1,94	1,94	0,004	OK	1	1	0,064	OK
	127,50	33562	1646	-1624	-3433	826	-3664	1200	70	1000	325	2884	0,36	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	32895	27377	32895	27377	1,94	1,94	0,033	OK	1	1	0,238	OK
10	127,50	26602	-8635	-922	-2720	1551	-870	1200	70	1000	325	2884	0,28	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	36700	30544	36700	30544	1,83	1,83	0,013	OK	1	1	0,125	OK
	134,00	26602	-8635	1470	191	31	-291	1200	70	1000	325	2884	0,28	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	36700	30544	36700	30544	1,83	1,83	0,003	OK	1	1	0,050	OK
	142,50	26602	-8635	-1906	-3770	911	-4022	1200	70	1000	325	2884	0,28	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	36700	30544	36700	30544	1,83	1,83	0,040	OK	1	1	0,234	OK
11	142,50	17240	-27338	-86	-2357	100	-1117	1200	80	1000	325	3264	0,16	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	48125	39858	43098	37794	1,71	1,71	0,009	OK	1	1	0,084	OK
	149,00	17240	-27338	1095	-37	-3	-1420	1200	80	1000	325	3264	0,16	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	48125	39858	43098	37794	1,71	1,71	0,006	OK	1	1	0,063	OK
	157,50	17240	-27338	-2868	-6096	871	-4200	1200	80	1000	325	3264	0,16	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	48125	39858	43098	37794	1,71	1,71	0,059	OK	1	1	0,253	OK
12	157,50	7880	-60074	-2733	-5479	320	-6011	1200	80	1000	325	3264	0,07	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	53195	44057	43098	37794	1,67	1,67	0,078	OK	1	1	0,286	OK
	165,25	7880	-60074	134	-1423	-67	-3566	1200	80	1000	325	3264	0,07	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	53195	44057	43098	37794	1,67	1,67	0,023	OK	1	1	0,127	OK
	172,50	7880	-60074	-2465	-4861	462	-3327	1200	80	1000	325	3264	0,07	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	53195	44057	43098	37794	1,67	1,67	0,043	OK	1	1	0,201	OK
13	172,50	14874	-27727	-2337	-4988	562	-6843	1200	80	1000	325	3264	0,14	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	49406	40919	43098	37794	1,70	1,70	0,081	OK	1	1	0,297	OK
	180,50	14874	-27727	1042	20	-4	-1340	1200	80	1000	325	3264	0,14	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	49406	40919	43098	37794	1,70	1,70	0,005	OK	1	1	0,060	OK
	187,50	14874	-27727	-764	-2622	2229	-555	1200	80	1000	325	3264	0,14	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	49406	40919	43098	37794	1,70	1,70	0,017	OK	1	1	0,120	OK
14	187,50	21343	-8255	-1600	-3898	595	-6444	1200	70	1000	325	2884	0,23	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	39575	32937	38433	32937	1,76	1,76	0,074	OK	1	1	0,297	OK
	195,25	21343	-8255	1024	289	21	-318	1200	70	1000	325	2884	0,23	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	39575	32937	38433	32937	1,76	1,76	0,002	OK	1	1	0,036	OK
	202,50	21343	-8255	-1651	-2676	4117	-589	1200	70	1000	325	2884	0,23	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	39575	32937	38433	32937	1,76	1,76	0,035	OK	1	1	0,195	OK
15	202,50	24375	5455	-1535	-3719	607	-5815	1200	70	1000	325	2884	0,26	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	37917	31557	37917	31557	1,80	1,80	0,063	OK	1	1	0,282	OK
	210,50	24375	5455	1149	345	491	-44	1200	70	1000	325	2884	0,26	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	37917	31557	37917	31557	1,80	1,80	0,002	OK	1	1	0,046	OK
	217,50	24375	5455	-1369	-2528	4709	-613	1200	70	1000	325	2884	0,26	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	37917	31557	37917	31557	1,80	1,80	0,040	OK	1	1	0,216	OK
16	217,50	26911	10215	-1127	-3275	516	-4962	1200	60	1000	335	2496	0,32	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	31286	26164	31286	26164	1,88	1,88	0,058	OK	1	1	0,294	OK
	225,75	26911	10215	1250	432	946	-26	1200	60	1000	335	2496	0,32	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	31286	26164	31286	26164	1,88	1,88	0,004	OK	1	1	0,076	OK
	232,50	26911	10215	-1164	-2547	4527	-468	1200	60	1000	335	2496	0,32	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	31286	26164	31286	26164	1,88	1,88	0,046	OK	1	1	0,254	OK
17	232,50	35470	9849	-1172	-3203	425	-4198	1200	60	1000	335	2496	0,42	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	26564	22215	26564	22215	2,08	2,08	0,043	OK	1	1	0,310	OK
	240,75	35470	9849	1483	513	1193	-64	1200	60	1000	335	2496	0,42	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	26564	22215	26564	22215	2,08	2,08	0,005	OK	1	1	0,110	OK
	247,50	35470	9849	-890	-2346	4350	-450	1200	60	1000	335	2496	0,42	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	26564	22215	26564	22215	2,08	2,08	0,040	OK	1	1	0,284	OK
18	247,50	41716	8716	-892	-2822	396	-3279	1200	60	1000	335	2496	0,50	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	23117	19333	23117	19333	2,31	2,31	0,024	OK	1	1	0,292	OK
	255,75	41716	8716	1669	629	1261	-21	1200	60	1000	335	2496	0,50	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	23117	19333	23117	19333	2,31	2,31	0,004	OK	1	1	0,137	OK
	262,50	41716	8716	-700	-2217	3723	-362	1200	60	1000	335	2496	0,50	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	23117	19333	23117	19333	2,31	2,31	0,027	OK	1	1	0,288	OK

Tabela 53 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y [m4]	Wpl,z [m4]	Mpl,y,Rd [kN.m]	Mpl,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd [kN.m]	MN,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd,eff [kN.m]	MN,z,Rd,eff [kN.m]	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]																			
19	262,50	46747	7352	-1021	-2794	382	-2534	1200	60	1000	335	2496	0,56	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20342	17011	20342	17011	2,57	2,57	0,014	OK	1	1	0,286	OK
	270,75	46747	7352	1861	700	1345	-67	1200	60	1000	335	2496	0,56	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20342	17011	20342	17011	2,57	2,57	0,004	OK	1	1	0,171	OK
	277,50	46747	7352	-452	-1942	3264	-434	1200	60	1000	335	2496	0,56	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20342	17011	20342	17011	2,57	2,57	0,017	OK	1	1	0,287	OK
20	277,50	49913	5720	-771	-2473	340	-1681	1200	60	1000	335	2496	0,60	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	18595	15551	18595	15551	2,78	2,78	0,006	OK	1	1	0,241	OK
	285,75	49913	5720	2042	739	1313	-16	1200	60	1000	335	2496	0,60	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	18595	15551	18595	15551	2,78	2,78	0,003	OK	1	1	0,194	OK
	292,50	49913	5720	-261	-1735	2508	-273	1200	60	1000	335	2496	0,60	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	18595	15551	18595	15551	2,78	2,78	0,008	OK	1	1	0,255	OK
21	292,50	51760	3967	-834	-2325	229	-1065	1200	60	1000	335	2496	0,62	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	17576	14698	17576	14698	2,93	2,93	0,003	OK	1	1	0,205	OK
	300,50	51760	3967	2203	807	1254	-45	1200	60	1000	335	2496	0,62	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	17576	14698	17576	14698	2,93	2,93	0,003	OK	1	1	0,211	OK
	307,50	51760	3967	-235	-1692	1983	-257	1200	60	1000	335	2496	0,62	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	17576	14698	17576	14698	2,93	2,93	0,004	OK	1	1	0,231	OK
22	307,50	50699	1553	-630	-2090	284	-468	1200	60	1000	335	2496	0,61	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	18161	15188	18161	15188	2,84	2,84	0,002	OK	1	1	0,146	OK
	315,50	50699	1553	2210	804	1218	-38	1200	60	1000	335	2496	0,61	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	18161	15188	18161	15188	2,84	2,84	0,003	OK	1	1	0,202	OK
	322,50	50699	1553	-221	-1646	1381	-330	1200	60	1000	335	2496	0,61	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	18161	15188	18161	15188	2,84	2,84	0,002	OK	1	1	0,182	OK
23	322,50	46751	-1919	-586	-1966	809	-639	1200	60	1000	335	2496	0,56	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20339	17009	20339	17009	2,57	2,57	0,003	OK	1	1	0,144	OK
	330,00	46751	-1919	2187	815	1092	-82	1200	60	1000	335	2496	0,56	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20339	17009	20339	17009	2,57	2,57	0,004	OK	1	1	0,172	OK

Tabela 54 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração				Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY				
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,z	[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,y			
1	0,00	-40	-502	626	-411	752	-438	2118	-2131	2220	-1651	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,197	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	7,50	-40	-502	626	-226	101	-960	922	-3127	737	-2476	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,249	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
2	7,50	17476	-5921	158	-361	868	355	-503	-1769	1233	-1537	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,244	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	15,00	17476	-5921	158	-175	22	-109	2067	272	528	-11	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,209	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	22,50	17476	-5921	158	-13	-479	-931	-583	-2868	1087	-1139	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,270	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
3	22,50	28796	-7940	143	-228	930	412	-793	-2178	1166	-353	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,278	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	30,25	28796	-7940	143	-36	12	-120	2339	-91	772	-59	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,266	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	37,50	28796	-7940	250	9	-465	-957	-383	-3190	274	-977	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,310	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
4	37,50	35439	-7112	67	-101	870	438	-359	-2425	959	265	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,264	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	44,75	35439	-7112	108	40	29	-20	2440	-155	830	-23	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,259	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	52,50	35439	-7112	300	40	-449	-930	-656	-3019	-297	-747	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,278	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
5	52,50	38777	-4388	67	-18	880	463	-242	-2487	1480	136	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,204	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	59,50	38777	-4388	187	13	52	-13	2484	-219	803	21	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,178	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	67,50	38777	-4388	385	13	-473	-982	-895	-3299	-66	-1503	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,233	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
6	67,50	39687	-308	87	-26	901	478	-201	-2736	1945	-131	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,173	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	74,50	39687	-308	260	-26	80	-24	2351	-187	743	38	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,113	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	82,50	39687	-308	455	-26	-449	-988	-962	-2929	262	-2087	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,185	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
7	82,50	39235	4568	159	-62	915	492	-370	-2714	2385	-463	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,157	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	89,25	39235	4568	327	-62	93	-10	2190	-98	745	-42	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,088	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	97,50	39235	4568	531	-62	-487	-1043	-1224	-3270	472	-2792	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,186	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
8	97,50	37278	6518	186	-81	942	500	-575	-2869	2375	-561	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,161	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	104,25	37278	6518	353	-81	113	-7	1971	22	554	-16	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,075	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	112,50	37278	6518	558	-81	-476	-1043	-1191	-3029	651	-3205	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,193	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK

Tabela 55 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação		Avz	Vpl,Rd,z	Verificação		Avy	Vpl,Rd,y	Verificação	
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]			[cm2]	[kN]			[cm2]	[kN]		
9	112,50	33562	1646	208	-110	939	484	-745	-2714	2237	-824	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,137	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	119,25	33562	1646	375	-110	65	-19	1771	179	271	-81	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,054	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	127,50	33562	1646	579	-110	-540	-1088	-1624	-3433	826	-3664	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,198	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
10	127,50	26602	-8635	186	-119	927	459	-922	-2720	1551	-870	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,209	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	134,00	26602	-8635	347	-119	82	-5	1470	191	31	-291	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,139	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	142,50	26602	-8635	557	-119	-564	-1103	-1906	-3770	911	-4022	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,309	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
11	142,50	17240	-27338	74	-117	886	271	-86	-2357	100	-1117	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,342	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	149,00	17240	-27338	235	-117	16	-251	1095	-37	-3	-1420	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,321	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	157,50	17240	-27338	445	-117	-791	-1276	-2868	-6096	871	-4200	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,510	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
12	157,50	7880	-60074	57	-416	1093	554	-2733	-5479	320	-6011	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,852	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	165,25	7880	-60074	57	-224	81	-74	134	-1423	-67	-3566	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,694	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	172,50	7880	-60074	62	-80	-518	-1023	-2465	-4861	462	-3327	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,767	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
13	172,50	14874	-27727	74	-791	1196	675	-2337	-4988	562	-6843	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,558	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	180,50	14874	-27727	74	-592	181	-28	1042	20	-4	-1340	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,321	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	187,50	14874	-27727	74	-419	-383	-969	-764	-2622	2229	-555	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,381	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
14	187,50	21343	-8255	79	-889	1084	504	-1600	-3898	595	-6444	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,380	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	195,25	21343	-8255	79	-698	71	-46	1024	289	21	-318	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,124	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	202,50	21343	-8255	79	-518	-520	-942	-1651	-2676	4117	-589	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,280	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
15	202,50	24375	5455	81	-887	1089	503	-1535	-3719	607	-5815	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,269	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	210,50	24375	5455	81	-689	48	-71	1149	345	491	-44	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,044	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	217,50	24375	5455	81	-516	-522	-931	-1369	-2528	4709	-613	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,205	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
16	217,50	26911	10215	66	-818	1042	453	-1127	-3275	516	-4962	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,258	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	225,75	26911	10215	66	-614	9	-121	1250	432	946	-26	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,067	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	232,50	26911	10215	66	-447	-528	-904	-1164	-2547	4527	-468	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,222	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
17	232,50	35470	9849	57	-756	1053	471	-1172	-3203	425	-4198	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,231	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	240,75	35470	9849	57	-551	19	-101	1483	513	1193	-64	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,082	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	247,50	35470	9849	57	-384	-512	-884	-890	-2346	4350	-450	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,211	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
18	247,50	41716	8716	51	-653	1013	438	-892	-2822	396	-3279	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,189	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	255,75	41716	8716	51	-448	14	-111	1669	629	1261	-21	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,090	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	262,50	41716	8716	51	-281	-499	-866	-700	-2217	3723	-362	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,186	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK

Tabela 56 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda superior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação 50%Vpl,Rd,z	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação 50%Vpl,Rd,y			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]							
19	262,50	46747	7352	54	-572	1021	463	-1021	-2794	382	-2534	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,164	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	270,75	46747	7352	54	-368	24	-90	1861	700	1345	-67	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,098	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	277,50	46747	7352	54	-201	-471	-863	-452	-1942	3264	-434	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,163	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
20	277,50	49913	5720	41	-465	979	437	-771	-2473	340	-1681	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,127	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	285,75	49913	5720	41	-261	17	-93	2042	739	1313	-16	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,102	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	292,50	49913	5720	41	-94	-449	-847	-261	-1735	2508	-273	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,133	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
21	292,50	51760	3967	32	-389	954	450	-834	-2325	229	-1065	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,102	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	300,50	51760	3967	32	-191	20	-61	2203	807	1254	-45	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,105	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	307,50	51760	3967	56	-53	-433	-871	-235	-1692	1983	-257	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,114	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
22	307,50	50699	1553	41	-306	916	419	-630	-2090	284	-468	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,076	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	315,50	50699	1553	41	-111	29	-52	2210	804	1218	-38	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,104	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	322,50	50699	1553	152	-72	-417	-848	-221	-1646	1381	-330	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,093	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
23	322,50	46751	-1919	76	-243	896	417	-586	-1966	809	-639	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,106	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	330,00	46751	-1919	76	-76	72	-72	2187	815	1092	-82	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,122	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK

III.1.1.3. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA

Tabela 57 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda superior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme						Fatores de Interação				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Equivalente Cm								Kij			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz	Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz			Kyy	Kzz	Kzy	Kyz
1	0,00	-40	-502	2118	-2131	2220	-1651	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,50	0,48	0,21	0,65	0,93	0,68	-0,68	0,64	0,67	-0,30	0,40	0,64	0,40	0,38	0,24	0,12	0,10
	7,50	-40	-502	922	-3127	737	-2476																									
2	7,50	17476	-5921	-503	-1769	1233	-1537																									
	15,00	17476	-5921	2067	272	528	-11	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,50	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,09	-0,72	0,69	0,01	-0,34	0,40	0,72	0,44	0,43	0,26	0,45	0,44
	22,50	17476	-5921	-583	-2868	1087	-1139																									
3	22,50	28796	-7940	-793	-2178	1166	-353																									
	30,25	28796	-7940	2339	-91	772	-59	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,50	0,48	0,21	0,65	0,93	0,03	-0,73	0,69	0,06	-0,79	0,73	0,74	0,85	0,44	0,51	0,69	0,69
	37,50	28796	-7940	-383	-3190	274	-977																									
4	37,50	35439	-7112	-359	-2425	959	265																									
	44,75	35439	-7112	2440	-155	830	-23	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,50	0,48	0,21	0,65	0,93	0,05	-0,81	0,75	-0,35	-1,11	1,02	0,82	1,23	0,49	0,74	0,83	0,83
	52,50	35439	-7112	-656	-3019	-297	-747																									
5	52,50	38777	-4388	-242	-2487	1480	136																									
	59,50	38777	-4388	2484	-219	803	21	70350	29375	25858	78,65	0,33	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,64	0,93	0,07	-0,75	0,70	-0,09	-0,53	0,54	0,76	0,63	0,46	0,38	0,74	0,75
	67,50	38777	-4388	-895	-3299	-66	-1503																									
6	67,50	39687	-308	-201	-2736	1945	-131																									
	74,50	39687	-308	2351	-187	743	38	70350	29375	25858	78,65	0,33	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,64	0,93	0,06	-0,80	0,74	-0,02	-0,36	0,40	0,81	0,47	0,48	0,28	0,75	0,76
	82,50	39687	-308	-962	-2929	262	-2087																									
7	82,50	39235	4568	-370	-2714	2385	-463																									
	89,25	39235	4568	2190	-98	745	-42	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	0,03	-0,67	0,64	0,02	-0,27	0,40	0,68	0,46	0,41	0,28	0,63	0,64
	97,50	39235	4568	-1224	-3270	472	-2792																									
8	97,50	37278	6518	-575	-2869	2375	-561																									
	104,25	37278	6518	1971	22	554	-16	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,01	-0,65	0,62	0,00	-0,17	0,40	0,66	0,46	0,40	0,28	0,60	0,62
	112,50	37278	6518	-1191	-3029	651	-3205																									

Tabela 58 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda superior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme						Fatores de Interação				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Equivalente Cm								Kij			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz	Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz			Kyy	Kzz	Kzy	Kyz
9	112,50	33562	1646	-745	-2714	2237	-824	93730	38433	33746	79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,05	-0,52	0,52	0,02	-0,07	0,40	0,55	0,45	0,33	0,27	0,49	0,51
	119,25	33562	1646	1771	179	271	-81				79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,05	-0,39	0,42	0,07	-0,01	0,40	0,43	0,44	0,26	0,26		
	127,50	33562	1646	-1624	-3433	826	-3664				79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,05	-0,39	0,42	0,07	-0,01	0,40	0,43	0,44	0,26	0,26		
10	127,50	26602	-8635	-922	-2720	1551	-870	93730	38433	33746	79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,05	-0,39	0,42	0,07	-0,01	0,40	0,43	0,44	0,26	0,26	0,40	0,42
	134,00	26602	-8635	1470	191	31	-291				79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,05	-0,39	0,42	0,07	-0,01	0,40	0,43	0,44	0,26	0,26		
	142,50	26602	-8635	-1906	-3770	911	-4022				79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,05	-0,39	0,42	0,07	-0,01	0,40	0,43	0,44	0,26	0,26		
11	142,50	17240	-27338	-86	-2357	100	-1117	106080	43098	37794	79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,01	-0,18	0,40	0,27	0,00	0,40	0,41	0,42	0,25	0,25	0,28	0,28
	149,00	17240	-27338	1095	-37	-3	-1420				79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,01	-0,18	0,40	0,27	0,00	0,40	0,41	0,42	0,25	0,25		
	157,50	17240	-27338	-2868	-6096	871	-4200				79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,01	-0,18	0,40	0,27	0,00	0,40	0,41	0,42	0,25	0,25		
12	157,50	7880	-60074	-2733	-5479	320	-6011	106080	43098	37794	79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,26	-0,02	0,40	0,55	0,01	0,40	0,40	0,41	0,24	0,25	0,18	0,19
	165,25	7880	-60074	134	-1423	-67	-3566				79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,26	-0,02	0,40	0,55	0,01	0,40	0,40	0,41	0,24	0,25		
	172,50	7880	-60074	-2465	-4861	462	-3327				79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,26	-0,02	0,40	0,55	0,01	0,40	0,40	0,41	0,24	0,25		
13	172,50	14874	-27727	-2337	-4988	562	-6843	106080	43098	37794	79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,00	-0,21	0,40	0,08	0,00	0,40	0,41	0,42	0,25	0,25	0,26	0,28
	180,50	14874	-27727	1042	20	-4	-1340				79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,00	-0,21	0,40	0,08	0,00	0,40	0,41	0,42	0,25	0,25		
	187,50	14874	-27727	-764	-2622	2229	-555				79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,00	-0,21	0,40	0,08	0,00	0,40	0,41	0,42	0,25	0,25		
14	187,50	21343	-8255	-1600	-3898	595	-6444	93730	38433	33746	79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,07	-0,26	0,40	0,05	0,00	0,40	0,41	0,43	0,25	0,26	0,36	0,39
	195,25	21343	-8255	1024	289	21	-318				79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,07	-0,26	0,40	0,05	0,00	0,40	0,41	0,43	0,25	0,26		
	202,50	21343	-8255	-1651	-2676	4117	-589				79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,07	-0,26	0,40	0,05	0,00	0,40	0,41	0,43	0,25	0,26		
15	202,50	24375	5455	-1535	-3719	607	-5815	93730	38433	33746	79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,09	-0,31	0,40	0,01	-0,08	0,40	0,42	0,43	0,25	0,26	0,39	0,42
	210,50	24375	5455	1149	345	491	-44				79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,09	-0,31	0,40	0,01	-0,08	0,40	0,42	0,43	0,25	0,26		
	217,50	24375	5455	-1369	-2528	4709	-613				79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,09	-0,31	0,40	0,01	-0,08	0,40	0,42	0,43	0,25	0,26		
16	217,50	26911	10215	-1127	-3275	516	-4962	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,13	-0,38	0,42	0,01	-0,19	0,40	0,44	0,44	0,26	0,27	0,46	0,49
	225,75	26911	10215	1250	432	946	-26				78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,13	-0,38	0,42	0,01	-0,19	0,40	0,44	0,44	0,26	0,27		
	232,50	26911	10215	-1164	-2547	4527	-468				78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,13	-0,38	0,42	0,01	-0,19	0,40	0,44	0,44	0,26	0,27		
17	232,50	35470	9849	-1172	-3203	425	-4198	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,16	-0,46	0,49	0,02	-0,28	0,40	0,52	0,46	0,31	0,27	0,58	0,60
	240,75	35470	9849	1483	513	1193	-64				78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,16	-0,46	0,49	0,02	-0,28	0,40	0,52	0,46	0,31	0,27		
	247,50	35470	9849	-890	-2346	4350	-450				78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,16	-0,46	0,49	0,02	-0,28	0,40	0,52	0,46	0,31	0,27		
18	247,50	41716	8716	-892	-2822	396	-3279	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,22	-0,59	0,60	0,01	-0,38	0,41	0,64	0,48	0,38	0,29	0,66	0,68
	255,75	41716	8716	1669	629	1261	-21				78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,22	-0,59	0,60	0,01	-0,38	0,41	0,64	0,48	0,38	0,29		
	262,50	41716	8716	-700	-2217	3723	-362				78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,22	-0,59	0,60	0,01	-0,38	0,41	0,64	0,48	0,38	0,29		

Tabela 59 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda superior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																									
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão							Coeficiente de Momento Uniforme						Fatores de Interação				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Equivalente Cm						Kij						
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz	Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz	Kyy			Kzz	Kzy	Kyz	
19	262,50	46747	7352	-1021	-2794	382	-2534																										
	270,75	46747	7352	1861	700	1345	-67	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,25	-0,67	0,66	0,03	-0,53	0,52	0,71	0,62	0,43	0,37	0,73	0,76	
	277,50	46747	7352	-452	-1942	3264	-434																										
20	277,50	49913	5720	-771	-2473	340	-1681																										
	285,75	49913	5720	2042	739	1313	-16	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,30	-0,83	0,79	0,01	-0,78	0,72	0,86	0,87	0,52	0,52	0,78	0,80	
	292,50	49913	5720	-261	-1735	2508	-273																										
21	292,50	51760	3967	-834	-2325	229	-1065																										
	300,50	51760	3967	2203	807	1254	-45	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,35	-0,95	0,89	0,04	-1,18	1,04	0,98	1,26	0,59	0,76	0,80	0,82	
	307,50	51760	3967	-235	-1692	1983	-257																										
22	307,50	50699	1553	-630	-2090	284	-468																										
	315,50	50699	1553	2210	804	1218	-38	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,38	-1,06	0,98	0,08	-2,60	2,18	1,08	2,63	0,65	1,58	0,79	0,81	
	322,50	50699	1553	-221	-1646	1381	-330																										
23	322,50	46751	-1919	-586	-1966	809	-639	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	-0,41	-1,11	1,03	0,13	-1,71	1,47	1,12	1,74	0,67	1,05	0,73	0,74	
	330,00	46751	-1919	2187	815	1092	-82																										

III.1.2. LONGARINA PRINCIPAL DA CORDA INFERIOR

III.1.2.1. CLASSE DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 60 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda inferior

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões							
		h [mm]	e [mm]	b [mm]			33E (Classe 1)		38E (Classe 2)		Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
							c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz				
1	0,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1		
	5,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1		
	15,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1		
2	15,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1		
	18,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1		
	30,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1		
3	30,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1		
	37,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1		
	45,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1		
4	45,00	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1		
	53,50	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1		
	60,00	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1		
5	60,00	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1		
	68,25	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1		
	75,00	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1		
6	75,00	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
	84,25	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
	90,00	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
7	90,00	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
	98,75	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
	105,00	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
8	105,00	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
	114,50	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
	120,00	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
9	120,00	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
	129,50	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
	135,00	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		

Tabela 61 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda inferior

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões							
		h [mm]	e [mm]	b [mm]			33E (Classe 1)		38E (Classe 2)		Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
							c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz				
10	135,00	1200	80	1000	325	0,850	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1		
	144,00	1200	80	1000	325	0,850	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1		
	150,00	1200	80	1000	325	0,850	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1		
11	150,00	1200	120	1000	295	0,893	29,45	33,92	8,00	Classe 1	6,33	Classe 1		
	165,00	1200	120	1000	295	0,893	29,45	33,92	8,00	Classe 1	6,33	Classe 1		
12	165,00	1200	110	1000	295	0,893	29,45	33,92	8,91	Classe 1	7,09	Classe 1		
	180,00	1200	110	1000	295	0,893	29,45	33,92	8,91	Classe 1	7,09	Classe 1		
13	180,00	1200	80	1000	325	0,850	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1		
	187,50	1200	80	1000	325	0,850	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1		
	195,00	1200	80	1000	325	0,850	28,06	32,31	13,00	Classe 1	10,50	Classe 1		
14	195,00	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
	202,00	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
	210,00	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
15	210,00	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
	216,75	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
	225,00	1200	70	1000	325	0,850	28,06	32,31	15,14	Classe 1	12,29	Classe 1		
16	225,00	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
	231,00	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
	240,00	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
17	240,00	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
	245,75	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
	255,00	1200	60	1000	335	0,838	27,64	31,83	18,00	Classe 1	14,67	Classe 1		
18	255,00	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1		
	261,25	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1		
	270,00	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1		

Tabela 62 - Classe das secções transversais da longarina principal da corda inferior

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões					
		h [mm]	e [mm]	b [mm]			33E (Classe 1)	38E (Classe 2)	Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
							c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz		
19	270,00	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
	275,50	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
	285,00	1200	50	1000	335	0,838	27,64	31,83	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
20	285,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	291,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	300,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
21	300,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	306,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	315,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
22	315,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	323,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	330,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1

III.1.2.2. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 63 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y [m4]	Wpl,z [m4]	Mpl,y,Rd [kN.m]	Mpl,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd [kN.m]	MN,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd,eff [kN.m]	MN,z,Rd,eff [kN.m]	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]																			
1	0,00	7699	-6591	1194	-2263	1327	-2014	1200	40	1000	345	1696	0,13	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28545	24096	24652	21727	1,69	1,69	0,035	OK	1	1	0,184	OK
	5,00	7699	-6591	1569	-825	344	-711	1200	40	1000	345	1696	0,13	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28545	24096	24652	21727	1,69	1,69	0,012	OK	1	1	0,096	OK
	15,00	7699	-6591	617	-301	2823	-1623	1200	40	1000	345	1696	0,13	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28545	24096	24652	21727	1,69	1,69	0,034	OK	1	1	0,155	OK
2	15,00	20626	-15463	1217	-2275	1289	-1138	1200	40	1000	345	1696	0,35	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	21283	17966	21283	17966	1,93	1,93	0,019	OK	1	1	0,179	OK
	18,25	20626	-15463	1408	-1078	715	-829	1200	40	1000	345	1696	0,35	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	21283	17966	21283	17966	1,93	1,93	0,008	OK	1	1	0,112	OK
	30,00	20626	-15463	133	-1020	1379	-1359	1200	40	1000	345	1696	0,35	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	21283	17966	21283	17966	1,93	1,93	0,010	OK	1	1	0,125	OK
3	30,00	30717	-17922	834	-1992	741	37	1200	40	1000	345	1696	0,52	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	15614	13181	15614	13181	2,41	2,41	0,008	OK	1	1	0,184	OK
	37,00	30717	-17922	1676	-726	91	-325	1200	40	1000	345	1696	0,52	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	15614	13181	15614	13181	2,41	2,41	0,005	OK	1	1	0,132	OK
	45,00	30717	-17922	510	-1406	218	-949	1200	40	1000	345	1696	0,52	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	15614	13181	15614	13181	2,41	2,41	0,005	OK	1	1	0,162	OK
4	45,00	38225	-16350	385	-2036	1218	347	1200	50	1000	335	2100	0,54	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	17885	15028	17885	15028	2,49	2,49	0,006	OK	1	1	0,195	OK
	53,50	38225	-16350	1782	-695	-12	-477	1200	50	1000	335	2100	0,54	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	17885	15028	17885	15028	2,49	2,49	0,003	OK	1	1	0,131	OK
	60,00	38225	-16350	918	-1603	-336	-1120	1200	50	1000	335	2100	0,54	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	17885	15028	17885	15028	2,49	2,49	0,004	OK	1	1	0,164	OK
5	60,00	42856	-11434	324	-1973	2050	118	1200	50	1000	335	2100	0,61	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	15307	12862	15307	12862	2,86	2,86	0,008	OK	1	1	0,288	OK
	68,25	42856	-11434	1616	-755	-32	-487	1200	50	1000	335	2100	0,61	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	15307	12862	15307	12862	2,86	2,86	0,002	OK	1	1	0,143	OK
	75,00	42856	-11434	714	-1766	-268	-1856	1200	50	1000	335	2100	0,61	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	15307	12862	15307	12862	2,86	2,86	0,006	OK	1	1	0,260	OK
6	75,00	45938	-5368	-155	-1855	3010	-35	1200	60	1000	335	2496	0,55	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20788	17385	20788	17385	2,52	2,52	0,014	OK	1	1	0,262	OK
	84,25	45938	-5368	1581	-664	9	-902	1200	60	1000	335	2496	0,55	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20788	17385	20788	17385	2,52	2,52	0,002	OK	1	1	0,128	OK
	90,00	45938	-5368	875	-1811	36	-2800	1200	60	1000	335	2496	0,55	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20788	17385	20788	17385	2,52	2,52	0,012	OK	1	1	0,248	OK
7	90,00	47072	1454	-223	-1701	3537	-177	1200	60	1000	335	2496	0,56	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20163	16862	20163	16862	2,59	2,59	0,019	OK	1	1	0,294	OK
	98,75	47072	1454	1259	-579	-12	-730	1200	60	1000	335	2496	0,56	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20163	16862	20163	16862	2,59	2,59	0,001	OK	1	1	0,106	OK
	105,00	47072	1454	435	-1829	106	-3197	1200	60	1000	335	2496	0,56	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	20163	16862	20163	16862	2,59	2,59	0,016	OK	1	1	0,280	OK
8	105,00	47846	9856	-691	-1644	4094	-147	1200	70	1000	325	2884	0,51	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	25086	20878	25086	20878	2,35	2,35	0,023	OK	1	1	0,262	OK
	114,50	47846	9856	1173	-399	81	-1062	1200	70	1000	325	2884	0,51	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	25086	20878	25086	20878	2,35	2,35	0,002	OK	1	1	0,098	OK
	120,00	47846	9856	439	-1650	214	-3536	1200	70	1000	325	2884	0,51	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	25086	20878	25086	20878	2,35	2,35	0,017	OK	1	1	0,235	OK

Tabela 64 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y	Wpl,z	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	MN,y,Rd	MN,z,Rd	MN,y,Rd,eff	MN,z,Rd,eff	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]				[m4]	[m4]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]								
9	120,00	48893	19803	-1168	-2012	4026	-115	1200	70	1000	325	2884	0,52	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	24513	20402	24513	20402	2,40	2,40	0,023	OK	1	1	0,279	OK
	129,50	48893	19803	812	-373	20	-909	1200	70	1000	325	2884	0,52	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	24513	20402	24513	20402	2,40	2,40	0,001	OK	1	1	0,078	OK
	135,00	48893	19803	108	-1497	97	-3256	1200	70	1000	325	2884	0,52	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	24513	20402	24513	20402	2,40	2,40	0,014	OK	1	1	0,221	OK
10	135,00	53432	25978	-1006	-2343	3882	25	1200	80	1000	325	3264	0,50	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	28519	23620	28519	23620	2,33	2,33	0,018	OK	1	1	0,247	OK
	144,00	53432	25978	738	-234	48	-466	1200	80	1000	325	3264	0,50	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	28519	23620	28519	23620	2,33	2,33	0,000	OK	1	1	0,046	OK
	150,00	53432	25978	-157	-1528	63	-2807	1200	80	1000	325	3264	0,50	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	28519	23620	28519	23620	2,33	2,33	0,008	OK	1	1	0,172	OK
11	150,00	74403	32122	-2755	-8048	5841	-529	1200	120	1000	295	4704	0,54	0,49	0,39	0,1840	0,1605	54289	47351	33348	27245	33348	27245	2,46	2,46	0,053	OK	1	1	0,456	OK
	165,00	74403	32122	1205	-824	267	-2610	1200	120	1000	295	4704	0,54	0,49	0,39	0,1840	0,1605	54289	47351	33348	27245	33348	27245	2,46	2,46	0,003	OK	1	1	0,132	OK
12	165,00	70581	29443	1039	-1229	112	-7270	1200	110	1000	295	4356	0,55	0,49	0,39	0,1721	0,1503	50757	44332	30402	24883	30402	24883	2,52	2,52	0,045	OK	1	1	0,333	OK
	180,00	70581	29443	-2015	-8085	11249	-180	1200	110	1000	295	4356	0,55	0,49	0,39	0,1721	0,1503	50757	44332	30402	24883	30402	24883	2,52	2,52	0,171	OK	1	1	0,718	OK
13	180,00	53008	25141	-922	-1898	-27	-6910	1200	80	1000	325	3264	0,50	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	28749	23810	28749	23810	2,31	2,31	0,059	OK	1	1	0,356	OK
	187,50	53008	25141	501	-183	101	-11	1200	80	1000	325	3264	0,50	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	28749	23810	28749	23810	2,31	2,31	0,000	OK	1	1	0,022	OK
	195,00	53008	25141	-855	-1802	7786	38	1200	80	1000	325	3264	0,50	0,50	0,41	0,1326	0,1163	43098	37794	28749	23810	28749	23810	2,31	2,31	0,077	OK	1	1	0,390	OK
14	195,00	43493	21879	-667	-1783	-119	-7269	1200	70	1000	325	2884	0,46	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	27465	22859	27465	22859	2,19	2,19	0,083	OK	1	1	0,383	OK
	202,00	43493	21879	310	-181	-32	-569	1200	70	1000	325	2884	0,46	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	27465	22859	27465	22859	2,19	2,19	0,000	OK	1	1	0,036	OK
	210,00	43493	21879	-698	-2187	7831	67	1200	70	1000	325	2884	0,46	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	27465	22859	27465	22859	2,19	2,19	0,099	OK	1	1	0,422	OK
15	210,00	35408	18622	-348	-1670	-192	-7608	1200	70	1000	325	2884	0,38	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	31885	26537	31885	26537	1,98	1,98	0,087	OK	1	1	0,339	OK
	216,75	35408	18622	442	55	-21	-956	1200	70	1000	325	2884	0,38	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	31885	26537	31885	26537	1,98	1,98	0,002	OK	1	1	0,050	OK
	225,00	35408	18622	-394	-1819	7941	181	1200	70	1000	325	2884	0,38	0,50	0,42	0,1183	0,1038	38433	33746	31885	26537	31885	26537	1,98	1,98	0,095	OK	1	1	0,356	OK
16	225,00	26940	14688	-243	-1847	-311	-7132	1200	60	1000	335	2496	0,32	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	31270	26151	31270	26151	1,88	1,88	0,092	OK	1	1	0,332	OK
	231,00	26940	14688	529	-82	-82	-1754	1200	60	1000	335	2496	0,32	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	31270	26151	31270	26151	1,88	1,88	0,007	OK	1	1	0,084	OK
	240,00	26940	14688	6	-1443	7165	246	1200	60	1000	335	2496	0,32	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	31270	26151	31270	26151	1,88	1,88	0,091	OK	1	1	0,320	OK
17	240,00	21759	10714	157	-1472	-366	-6872	1200	60	1000	335	2496	0,26	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	34128	28541	34128	28541	1,80	1,80	0,081	OK	1	1	0,284	OK
	245,75	21759	10714	851	72	-86	-1993	1200	60	1000	335	2496	0,26	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	34128	28541	34128	28541	1,80	1,80	0,010	OK	1	1	0,095	OK
	255,00	21759	10714	-103	-1323	6714	363	1200	60	1000	335	2496	0,26	0,50	0,42	0,1033	0,0908	34600	30419	34128	28541	34128	28541	1,80	1,80	0,077	OK	1	1	0,274	OK

Tabela 65 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU

N° Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y	Wpl,z	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	MN,y,Rd	MN,z,Rd	MN,y,Rd,eff	MN,z,Rd,eff	α β Verificação				α β Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]				[m4]	[m4]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]								
18	255,00	18928	4542	184	-1557	-389	-5819	1200	50	1000	335	2100	0,27	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	28629	24056	28629	24056	1,81	1,81	0,082	OK	1	1	0,296	OK
	261,25	18928	4542	930	91	-72	-1423	1200	50	1000	335	2100	0,27	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	28629	24056	28629	24056	1,81	1,81	0,008	OK	1	1	0,092	OK
	270,00	18928	4542	239	-1146	5543	368	1200	50	1000	335	2100	0,27	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	28629	24056	28629	24056	1,81	1,81	0,073	OK	1	1	0,270	OK
19	270,00	16157	-3013	640	-1022	-379	-5198	1200	50	1000	335	2100	0,23	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	30172	25352	29375	25352	1,77	1,77	0,064	OK	1	1	0,240	OK
	275,50	16157	-3013	1247	229	-96	-1841	1200	50	1000	335	2100	0,23	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	30172	25352	29375	25352	1,77	1,77	0,014	OK	1	1	0,115	OK
	285,00	16157	-3013	52	-1079	4839	393	1200	50	1000	335	2100	0,23	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	30172	25352	29375	25352	1,77	1,77	0,057	OK	1	1	0,228	OK
20	285,00	13017	-11143	545	-1059	-228	-3679	1200	40	1000	345	1696	0,22	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25558	21575	24652	21575	1,76	1,76	0,049	OK	1	1	0,213	OK
	291,50	13017	-11143	1311	279	-15	-967	1200	40	1000	345	1696	0,22	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25558	21575	24652	21575	1,76	1,76	0,010	OK	1	1	0,098	OK
	300,00	13017	-11143	522	-863	3375	264	1200	40	1000	345	1696	0,22	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25558	21575	24652	21575	1,76	1,76	0,041	OK	1	1	0,191	OK
21	300,00	10161	-17624	828	-511	-60	-2677	1200	40	1000	345	1696	0,17	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27162	22929	24652	21727	1,72	1,72	0,030	OK	1	1	0,157	OK
	306,25	10161	-17624	1527	355	17	-940	1200	40	1000	345	1696	0,17	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27162	22929	24652	21727	1,72	1,72	0,013	OK	1	1	0,105	OK
	315,00	10161	-17624	253	-758	2340	126	1200	40	1000	345	1696	0,17	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27162	22929	24652	21727	1,72	1,72	0,024	OK	1	1	0,138	OK
22	315,00	7543	-20974	366	-669	266	-1040	1200	40	1000	345	1696	0,13	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28632	24170	24652	21727	1,69	1,69	0,008	OK	1	1	0,075	OK
	323,25	7543	-20974	1425	309	128	-425	1200	40	1000	345	1696	0,13	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28632	24170	24652	21727	1,69	1,69	0,009	OK	1	1	0,077	OK
	330,00	7543	-20974	714	-552	786	-98	1200	40	1000	345	1696	0,13	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28632	24170	24652	21727	1,69	1,69	0,006	OK	1	1	0,065	OK

Tabela 66 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração				Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY				
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]		50%Vpl,Rd,z	[cm2]		[kN]	50%Vpl,Rd,y	
1	0,00	7699	-6591	197	-230	387	143	1194	-2263	1327	-2014	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,297	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	5,00	7699	-6591	197	-292	241	-2	1569	-825	344	-711	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,209	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	15,00	7699	-6591	197	-415	-53	-305	617	-301	2823	-1623	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,268	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
2	15,00	20626	-15463	177	-81	417	107	1217	-2275	1289	-1138	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,416	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	18,25	20626	-15463	177	-115	312	2	1408	-1078	715	-829	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,360	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	30,00	20626	-15463	177	-261	-96	-406	133	-1020	1379	-1359	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,369	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
3	30,00	30717	-17922	167	-6	295	185	834	-1992	741	37	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,421	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	37,00	30717	-17922	113	-6	57	-6	1676	-726	91	-325	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,389	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	45,00	30717	-17922	113	-105	-184	-280	510	-1406	218	-949	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,407	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
4	45,00	38225	-16350	248	46	328	219	385	-2036	1218	347	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,349	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	53,50	38225	-16350	142	46	0	-37	1782	-695	-12	-477	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,312	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	60,00	38225	-16350	78	41	-205	-285	918	-1603	-336	-1120	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,330	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
5	60,00	42856	-11434	353	26	319	192	324	-1973	2050	118	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,309	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	68,25	42856	-11434	251	26	2	-54	1616	-755	-32	-487	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,236	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	75,00	42856	-11434	168	26	-231	-312	714	-1766	-268	-1856	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,294	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
6	75,00	45938	-5368	480	-5	398	226	-155	-1855	3010	-35	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,217	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	84,25	45938	-5368	366	-5	3	-105	1581	-664	9	-902	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,140	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	90,00	45938	-5368	294	-5	-233	-346	875	-1811	36	-2800	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,209	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
7	90,00	47072	1454	542	-19	378	206	-223	-1701	3537	-177	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,165	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	98,75	47072	1454	433	-19	5	-99	1259	-579	-12	-730	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,060	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	105,00	47072	1454	356	-19	-254	-363	435	-1829	106	-3197	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,158	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
8	105,00	47846	9856	601	-24	443	262	-691	-1644	4094	-147	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,164	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	114,50	47846	9856	484	-24	-2	-112	1173	-399	81	-1062	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,062	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	120,00	47846	9856	416	-24	-239	-365	439	-1650	214	-3536	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,148	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK

Tabela 67 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ			Esforço Transverso YY				
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,z	[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,y			
9	120,00	48893	19803	578	-14	451	299	-1168	-2012	4026	-115	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,172	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	129,50	48893	19803	461	-14	7	-73	812	-373	20	-909	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,048	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	135,00	48893	19803	393	-14	-204	-326	108	-1497	97	-3256	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,135	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
10	135,00	53432	25978	539	-3	498	351	-1006	-2343	3882	25	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,157	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	144,00	53432	25978	427	-3	42	-83	738	-234	48	-466	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,029	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	150,00	53432	25978	353	-3	-197	-384	-157	-1528	63	-2807	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,110	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
11	150,00	74403	32122	656	-53	989	454	-2755	-8048	5841	-529	1200	120	1000	295	4704	54289	47351	138768	0,272	OK	2565,8	43701	21850	OK	2138,2	36417	18209	OK
	165,00	74403	32122	471	-53	231	-242	1205	-824	267	-2610	1200	120	1000	295	4704	54289	47351	138768	0,077	OK	2565,8	43701	21850	OK	2138,2	36417	18209	OK
12	165,00	70581	29443	19	-1142	384	-172	1039	-1229	112	-7270	1200	110	1000	295	4356	50757	44332	128502	0,188	OK	2376,0	40468	20234	OK	1980,0	33723	16862	OK
	180,00	70581	29443	19	-1327	-416	-1044	-2015	-8085	11249	-180	1200	110	1000	295	4356	50757	44332	128502	0,413	OK	2376,0	40468	20234	OK	1980,0	33723	16862	OK
13	180,00	53008	25141	-4	-887	425	310	-922	-1898	-27	-6910	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,227	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	187,50	53008	25141	-4	-980	47	-48	501	-183	101	-11	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,014	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
	195,00	53008	25141	-4	-1073	-241	-426	-855	-1802	7786	38	1200	80	1000	325	3264	43098	37794	106080	0,248	OK	1780,4	33407	16703	OK	1483,6	27839	13919	OK
14	195,00	43493	21879	-12	-914	408	253	-667	-1783	-119	-7269	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,262	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	202,00	43493	21879	-12	-1000	83	-72	310	-181	-32	-569	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,025	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	210,00	43493	21879	-12	-1100	-209	-445	-698	-2187	7831	67	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,289	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
15	210,00	35408	18622	-25	-944	415	259	-348	-1670	-192	-7608	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,269	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	216,75	35408	18622	-25	-1027	102	-54	442	55	-21	-956	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,040	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
	225,00	35408	18622	-25	-1130	-201	-439	-394	-1819	7941	181	1200	70	1000	325	2884	38433	33746	93730	0,283	OK	1573,1	29517	14759	OK	1310,9	24598	12299	OK
16	225,00	26940	14688	-37	-860	420	250	-243	-1847	-311	-7132	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,288	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	231,00	26940	14688	-37	-935	167	-2	529	-82	-82	-1754	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,073	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	240,00	26940	14688	-37	-1046	-140	-387	6	-1443	7165	246	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,277	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
17	240,00	21759	10714	-49	-813	385	235	157	-1472	-366	-6872	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,268	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	245,75	21759	10714	-49	-884	143	-7	851	72	-86	-1993	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,090	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK
	255,00	21759	10714	-49	-999	-177	-403	-103	-1323	6714	363	1200	60	1000	335	2496	34600	30419	83616	0,259	OK	1361,5	26332	13166	OK	1134,5	21944	10972	OK

Tabela 68 - Resistência das secções transversais da longarina principal da corda inferior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]		50%Vpl,Rd,z	[cm2]		[kN]	50%Vpl,Rd,y	
18	255,00	18928	4542	-51	-665	382	230	184	-1557	-389	-5819	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,278	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	261,25	18928	4542	-51	-742	144	-8	930	91	-72	-1423	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,087	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	270,00	18928	4542	-51	-850	-126	-345	239	-1146	5543	368	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,253	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
19	270,00	16157	-3013	-51	-576	331	210	640	-1022	-379	-5198	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,279	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	275,50	16157	-3013	-51	-644	122	2	1247	229	-96	-1841	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,156	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
	285,00	16157	-3013	-51	-762	-180	-366	52	-1079	4839	393	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,267	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
20	285,00	13017	-11143	-33	-377	326	224	545	-1059	-228	-3679	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,403	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	291,50	13017	-11143	-33	-458	106	3	1311	279	-15	-967	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,288	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	300,00	13017	-11143	-33	-563	-129	-289	522	-863	3375	264	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,381	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
21	300,00	10161	-17624	-12	-242	272	185	828	-511	-60	-2677	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,458	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	306,25	10161	-17624	-12	-319	61	0	1527	355	17	-940	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,406	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	315,00	10161	-17624	-12	-427	-187	-301	253	-758	2340	126	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,440	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
22	315,00	7543	-20974	39	-71	272	193	366	-669	266	-1040	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,433	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	323,25	7543	-20974	23	-131	24	-28	1425	309	128	-425	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,436	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	330,00	7543	-20974	215	-23	127	229	714	-552	786	-98	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,424	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK

III.1.2.2. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA

Tabela 69 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda inferior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão										Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm					Fatores de Interação Kij					Eq.1	Eq.2
		FX		MY		MZ	N _{Rk} [kN]	M _{y,Rk} [kN.m]	M _{z,Rk} [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z																	
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx				Mín	λ ₁	λ̄	α	Φ	χ _y	λ ₁	λ̄	α	Φ	χ _z	Ψ _y	α _{s,y}	C _{my}	Ψ _z	α _{s,z}	C _{mz}	K _{yy}	K _{zz}	K _{zy}	K _{yz}		
1	0,00	7699	-6591	1194	-2263	1327	-2014																									
	5,00	7699	-6591	1569	-825	344	-711	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,50	0,48	0,21	0,65	0,93	0,13	-0,69	0,65	0,35	-0,17	0,40	0,67	0,42	0,40	0,25	0,24	0,24
	15,00	7699	-6591	617	-301	2823	-1623																									
2	15,00	20626	-15463	1217	-2275	1289	-1138																									
	18,25	20626	-15463	1408	-1078	715	-829	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,50	0,48	0,21	0,65	0,93	0,45	-0,62	0,60	0,61	-0,53	0,52	0,63	0,58	0,38	0,35	0,49	0,50
	30,00	20626	-15463	133	-1020	1379	-1359																									
3	30,00	30717	-17922	834	-1992	741	37																									
	37,00	30717	-17922	1676	-726	91	-325	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,50	0,48	0,21	0,65	0,93	0,36	-0,84	0,77	-0,04	-0,10	0,40	0,84	0,47	0,50	0,28	0,68	0,69
	45,00	30717	-17922	510	-1406	218	-949																									
4	45,00	38225	-16350	385	-2036	1218	347																									
	53,50	38225	-16350	1782	-695	-12	-477	70350	29375	25858	78,65	0,33	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,64	0,93	0,34	-0,88	0,80	-0,31	0,01	0,40	0,87	0,47	0,52	0,28	0,70	0,70
	60,00	38225	-16350	918	-1603	-336	-1120																									
5	60,00	42856	-11434	324	-1973	2050	118																									
	68,25	42856	-11434	1616	-755	-32	-487	70350	29375	25858	78,65	0,33	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,64	0,93	0,38	-0,82	0,76	-0,06	0,02	0,40	0,82	0,48	0,49	0,29	0,77	0,79
	75,00	42856	-11434	714	-1766	-268	-1856																									
6	75,00	45938	-5368	-155	-1855	3010	-35																									
	84,25	45938	-5368	1581	-664	9	-902	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	0,36	-0,85	0,78	0,01	0,00	0,40	0,85	0,47	0,51	0,28	0,70	0,73
	90,00	45938	-5368	875	-1811	36	-2800																									
7	90,00	47072	1454	-223	-1701	3537	-177																									
	98,75	47072	1454	1259	-579	-12	-730	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,65	0,48	0,21	0,65	0,93	0,32	-0,69	0,65	0,06	0,00	0,40	0,71	0,48	0,42	0,29	0,71	0,75
	105,00	47072	1454	435	-1829	106	-3197																									

Tabela 70 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda inferior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																									
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão							Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm					Fatores de Interação Kij					Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz	NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψy	αs,y		Cmy	Ψz	αs,z		Cmz			Kyy	Kzz	Kzy	Kyz
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx				Mín	λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ		xz	αs,y			αs,z								
8	105,00	47846	9856	-691	-1644	4094	-147																										
	114,50	47846	9856	1173	-399	81	-1062	93730	38433	33746	79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	0,24	-0,71	0,67	0,04	-0,02	0,40	0,72	0,47	0,43	0,28	0,65	0,68	
	120,00	47846	9856	439	-1650	214	-3536																										
9	120,00	48893	19803	-1168	-2012	4026	-115																										
	129,50	48893	19803	812	-373	20	-909	93730	38433	33746	79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	0,19	-0,40	0,42	0,04	-0,01	0,40	0,46	0,47	0,27	0,28	0,65	0,68	
	135,00	48893	19803	108	-1497	97	-3256																										
10	135,00	53432	25978	-1006	-2343	3882	25																										
	144,00	53432	25978	738	-234	48	-466	106080	43098	37794	79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,10	-0,31	0,40	-0,01	-0,02	0,40	0,43	0,47	0,26	0,28	0,62	0,65	
	150,00	53432	25978	-157	-1528	63	-2807																										
11	150,00	74403	32122	-2755	-8048	5841	-529	138768	54289	47351	83,81	0,33	0,21	0,57	0,97	83,81	0,48	0,21	0,65	0,93	0,10	-0,15	0,40	0,20	-0,10	0,40	0,43	0,47	0,26	0,28	0,70	0,71	
	165,00	74403	32122	1205	-824	267	-2610																										
12	165,00	70581	29443	1039	-1229	112	-7270	128502	50757	44332	83,81	0,33	0,21	0,57	0,97	83,81	0,48	0,21	0,64	0,93	0,15	0,25	0,40	0,02	-1,55	1,34	0,43	1,58	0,26	0,95	0,87	0,98	
	180,00	70581	29443	-2015	-8085	11249	-180																										
13	180,00	53008	25141	-922	-1898	-27	-6910																										
	187,50	53008	25141	501	-183	101	-11	106080	43098	37794	79,85	0,34	0,21	0,57	0,97	79,85	0,49	0,21	0,65	0,93	0,10	-0,26	0,40	-0,01	-0,01	0,40	0,43	0,47	0,26	0,28	0,64	0,70	
	195,00	53008	25141	-855	-1802	7786	38																										
14	195,00	43493	21879	-667	-1783	-119	-7269																										
	202,00	43493	21879	310	-181	-32	-569	93730	38433	33746	79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,85	0,48	0,21	0,65	0,93	0,08	-0,14	0,40	-0,01	0,00	0,40	0,43	0,46	0,26	0,28	0,62	0,67	
	210,00	43493	21879	-698	-2187	7831	67																										
15	210,00	35408	18622	-348	-1670	-192	-7608																										
	216,75	35408	18622	442	55	-21	-956	93730	38433	33746	79,85	0,33	0,21	0,57	0,97	79,8	0,48	0,21	0,6	0,93	-0,03	-0,24	0,40	-0,02	0,00	0,40	0,42	0,45	0,25	0,27	0,52	0,57	
	225,00	35408	18622	-394	-1819	7941	181																										

Tabela 71 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão da longarina principal da corda inferior para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm					Fatores de Interação Kij					Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz			Kyy	Kzz	Kzy	Kyz
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz												
16	225,00	26940	14688	-243	-1847	-311	-7132																									
	231,00	26940	14688	529	-82	-82	-1754	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,6	0,48	0,21	0,6	0,93	0,04	-0,29	0,40	-0,03	0,01	0,40	0,42	0,44	0,25	0,27	0,46	0,51
	240,00	26940	14688	6	-1443	7165	246																									
17	240,00	21759	10714	157	-1472	-366	-6872																									
	245,75	21759	10714	851	72	-86	-1993	83616	34600	30419	78,65	0,34	0,21	0,57	0,97	78,6	0,48	0,21	0,6	0,93	-0,05	-0,58	0,57	-0,05	0,01	0,40	0,59	0,44	0,35	0,26	0,39	0,43
	255,00	21759	10714	-103	-1323	6714	363																									
18	255,00	18928	4542	184	-1557	-389	-5819																									
	261,25	18928	4542	930	91	-72	-1423	70350	29375	25858	78,65	0,33	0,21	0,57	0,97	78,6	0,48	0,21	0,6	0,93	-0,06	-0,60	0,58	-0,06	0,01	0,40	0,61	0,44	0,36	0,26	0,41	0,45
	270,00	18928	4542	239	-1146	5543	368																									
19	270,00	16157	-3013	640	-1022	-379	-5198																									
	275,50	16157	-3013	1247	229	-96	-1841	70350	29375	25858	78,65	0,33	0,21	0,57	0,97	78,6	0,48	0,21	0,6	0,93	-0,21	-1,16	1,05	-0,08	0,02	0,40	1,08	0,43	0,65	0,26	0,36	0,39
	285,00	16157	-3013	52	-1079	4839	393																									
20	285,00	13017	-11143	545	-1059	-228	-3679																									
	291,50	13017	-11143	1311	279	-15	-967	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,5	0,48	0,21	0,6	0,93	-0,26	-1,24	1,12	-0,07	0,00	0,40	1,16	0,43	0,69	0,26	0,36	0,38
	300,00	13017	-11143	522	-863	3375	264																									
21	300,00	10161	-17624	828	-511	-60	-2677																									
	306,25	10161	-17624	1527	355	17	-940	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,5	0,48	0,21	0,6	0,93	-0,47	-2,01	1,76	-0,05	-0,01	0,40	1,80	0,42	1,08	0,25	0,29	0,30
	315,00	10161	-17624	253	-758	2340	126																									
22	315,00	7543	-20974	366	-669	266	-1040																									
	323,25	7543	-20974	1425	309	128	-425	58512	24652	21727	77,50	0,33	0,21	0,57	0,97	77,5	0,48	0,21	0,6	0,93	-0,46	-2,13	1,85	0,09	-0,12	0,40	1,89	0,42	1,13	0,25	0,22	0,21
	330,00	7543	-20974	714	-552	786	-98																									

III.1.3. LONGARINA SECUNDÁRIA RODOVIÁRIA

III.1.3.1. LARGURA EFETIVA DO BANZO DE BETÃO-EFEITO SHEAR LAG

Tabela 72 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária rodoviária

Nº da Longarina		Vão [m]	b ₀ [m]	L _e [m]	L _e /8 [m]	b ₁ =b ₂ [m]	b _{ai} =b _{az} =min(b ₁ ;L _e /8) [m]	β ₁ =β ₂			b _{eff} [m]
								0,55+0,025*(L _e /b _{ai})	≤1	min(0,55+0,025*(L _e /b _{ai});1)	
1	L/4	0,00 - 1,88	0,20	6,38	0,80	2,83	0,80	0,75	1,00	0,75	1,40
	L/2	1,88 - 5,63	0,20	6,38	0,80	2,83	0,80	-	1,00	1,00	1,80
	L/4	5,63 - 7,50	0,20	5,63	0,70	2,83	0,70	-	1,00	1,00	1,61
2	L/4	7,50 - 11,25	0,20	5,63	0,70	2,83	0,70	-	1,00	1,00	1,61
	L/2	11,25 - 18,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	18,75 - 22,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
3	L/4	22,50 - 26,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	26,25 - 33,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	33,75 - 37,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
4	L/4	37,50 - 41,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	41,25 - 48,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	48,75 - 52,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
5	L/4	52,50 - 56,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	56,25 - 63,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	63,75 - 67,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
6	L/4	67,50 - 71,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	71,25 - 78,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	78,75 - 82,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
7	L/4	82,50 - 86,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	86,25 - 93,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	93,75 - 97,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
8	L/4	97,50 - 101,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	101,25 - 108,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	108,75 - 112,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08

Tabela 73 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária rodoviária

Nº da Longarina		Vão [m]	b_0 [m]	L_e [m]	$L_e/8$ [m]	$b_1=b_2$ [m]	$b_{e1}=b_{e2}=\min(b_i;L_e/8)$ [m]	$\beta_1=\beta_2$			b_{eff} [m]
								$0,55+0,025*(L_e/b_{ei})$	≤ 1	$\min(0,55+0,025*(L_e/b_{ei});1)$	
9	L/4	112,50 - 116,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	116,25 - 123,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	123,75 - 127,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
10	L/4	127,50 - 131,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	131,25 - 138,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	138,75 - 142,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
11	L/4	142,50 - 146,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	146,25 - 153,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	153,75 - 157,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
12	L/4	157,50 - 161,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	161,25 - 168,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	168,75 - 172,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
13	L/4	172,50 - 176,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	176,25 - 183,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	183,75 - 187,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
14	L/4	187,50 - 191,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	191,25 - 198,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	198,75 - 202,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
15	L/4	202,50 - 206,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	206,25 - 213,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	213,75 - 217,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
16	L/4	217,50 - 221,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	221,25 - 228,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	228,75 - 232,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08

Tabela 74 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária rodoviária

Nº da Longarina		Vão [m]	b_0	L_e	$L_e/8$	$b_1=b_2$	$b_{e1}=b_{e2}=\min(b_i; L_e/8)$	$\beta_1=\beta_2$			b_{eff}
			[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	$0,55+0,025*(L_e/b_{ei})$	≤ 1	$\min(0,55+0,025*(L_e/b_{ei}); 1)$	[m]
17	L/4	232,50 - 236,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	236,25 - 243,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	243,75 - 247,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
18	L/4	247,50 - 251,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	251,25 - 258,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	258,75 - 262,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
19	L/4	262,50 - 266,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	266,25 - 273,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	273,75 - 277,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
20	L/4	277,50 - 281,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	281,25 - 288,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	288,75 - 292,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
21	L/4	292,50 - 296,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	296,25 - 303,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	303,75 - 307,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
22	L/4	307,50 - 311,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	311,25 - 318,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	318,75 - 322,50	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
23	L/4	322,50 - 326,25	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08
	L/2	326,25 - 333,75	0,20	10,50	1,31	2,83	1,31	-	1,00	1,00	2,83
	L/4	333,75 - 333,75	0,20	7,50	0,94	2,83	0,94	-	1,00	1,00	2,08

III.1.3.2. CLASSE DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 75 - Classe das secções transversais da longarina secundária rodoviária

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)												Componentes Tractionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise	
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma						Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma			
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)							
1	0	-	9223	3431	B.Metálico	0,278	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,439	-0,461	31,35	66,00	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	3,75	10177	9390	-	L.Betão	0,231	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-			Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	7,5	-	9184	3949	B.Metálico	0,276	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,430	-0,429	31,35	64,66	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
2	7,5	-	9184	3949	B.Metálico	0,276	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,427	-0,420	31,35	64,30	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	15,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-			Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	22,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,407	-0,355	31,35	61,81	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
3	22,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,403	-0,342	31,35	61,32	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	30,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-			Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	37,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,403	-0,342	31,35	61,33	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
4	37,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,400	-0,333	31,35	61,01	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	45,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-			Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	52,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,400	-0,333	31,35	61,02	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
5	52,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,399	-0,331	31,35	60,93	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	60,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-			Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	67,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,399	-0,331	31,35	60,94	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
6	67,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,399	-0,332	31,35	60,96	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	75,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-			Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	82,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,399	-0,332	31,35	60,97	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
7	82,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,401	-0,336	31,35	61,12	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	90,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-			Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	97,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,401	-0,336	31,35	61,12	Classe 3			-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

B.Metálico - Banzo Metálico; L.Betão - Laje de Betão; Comp - Compressão; Flex - Flexão; Inf. - Inferior; Sup. - Superior;

Tabela 76 - Classe das secções transversais da longarina secundária rodoviária

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)											Componentes Tractionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma					Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma		
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)					
8	97,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,403	-0,342	31,35	61,33	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	105,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	112,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,403	-0,342	31,35	61,33	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
9	112,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,405	-0,350	31,35	61,62	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	120,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	127,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,406	-0,350	31,35	61,62	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
10	127,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,409	-0,359	31,35	61,96	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	135,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	142,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,409	-0,359	31,35	61,96	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
11	142,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,408	-0,358	31,35	61,93	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	150,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	157,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,409	-0,359	31,35	61,96	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
12	157,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,407	-0,353	31,35	61,73	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	165,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	172,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,406	-0,353	31,35	61,73	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
13	172,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,409	-0,359	31,35	61,97	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	180,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	187,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,408	-0,359	31,35	61,95	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
14	187,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,410	-0,365	31,35	62,17	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	195,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	202,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,410	-0,364	31,35	62,16	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

B.Metálico - Banzo Metálico; L.Betão - Laje de Betão; Comp - Compressão; Flex - Flexão; Inf. - Inferior; Sup. - Superior;

Tabela 77 - Classe das secções transversais da longarina secundária rodoviária

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)												Componentes Tractionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma					Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma			
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)						
15	202,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,409	-0,360	31,35	61,98	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
	210,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica	
	217,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,409	-0,359	31,35	61,97	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
16	217,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,407	-0,354	31,35	61,78	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
	225,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica	
	232,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,407	-0,354	31,35	61,77	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
17	232,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,405	-0,349	31,35	61,60	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
	240,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica	
	247,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,405	-0,349	31,35	61,59	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
18	247,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,404	-0,344	31,35	61,41	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
	255,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica	
	262,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,404	-0,344	31,35	61,40	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
19	262,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,402	-0,340	31,35	61,25	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
	270,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica	
	277,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,402	-0,339	31,35	61,23	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
20	277,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,400	-0,332	31,35	60,99	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
	285,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica	
	292,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,400	-0,332	31,35	60,97	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
21	292,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,398	-0,328	31,35	60,82	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	
	300,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica	
	307,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,398	-0,327	31,35	60,81	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica	

B.Metálico - Banzo Metálico; L.Betão - Laje de Betão; Comp - Compressão; Flex - Flexão; Inf. - Inferior; Sup. - Superior;

Tabela 78 - Classe das secções transversais da longarina secundária rodoviária

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)										Componentes Tracionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise	
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma				Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma			
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)						c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)
22	307,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,396	-0,321	31,35	60,59	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	315,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	322,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,396	-0,321	31,35	60,57	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
23	322,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,396	-0,321	31,35	60,56	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	330,0	16028	9390	-	L.Betão	0,146	Tração	Comp	Tração	-	-	-	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	337,5	-	9184	5102	B.Metálico	0,270	Comp	Tração	Flex/Comp	4,1	7,4	Classe1	-	-	-	0,396	-0,320	31,35	60,56	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

B.Metálico - Banzo Metálico; L.Betão - Laje de Betão; Comp - Compressão; Flex - Flexão; Inf. - Inferior; Sup. - Superior;

III.1.3.3. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES

Tabela 79 - Resistência das secções transversais da longarina secundária rodoviária do ELU

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _a ' [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
1	0	-1536,8	844,4	0,82	0,01053	36,72	78,9	-3505,6	0,438	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,372	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	3,75	1343,0	332,7	-	-	-	-	4166,3	0,322	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,146	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	7,5	-1696,9	880,6	0,79	0,01037	41,63	90,83	-3636,2	0,467	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,388	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
2	7,5	-2743,6	1169,5	0,79	0,01037	41,63	90,83	-3636,2	0,755	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,515	OK	INT	0,001	354,7	9388	-3634,7	0,755	OK
	15,0	1906,3	311,2	-	-	-	-	4569,8	0,417	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,137	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	22,5	-2909,9	1190,0	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,742	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,524	OK	INT	0,002	354,2	9383	-3918,0	0,743	OK
3	22,5	-2855,9	1180,2	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,728	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,002	354,5	9386	-3919,3	0,729	OK
	30,0	1872,2	302,8	-	-	-	-	4569,8	0,410	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	37,5	-2879,2	1180,4	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,734	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,5	9385	-3919,2	0,735	OK
4	37,5	-2861,9	1177,7	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,730	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,730	OK
	45,0	1877,1	301,0	-	-	-	-	4569,8	0,411	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,132	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	52,5	-2874,6	1179,8	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,733	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,3	0,733	OK
5	52,5	-2859,0	1177,4	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,729	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,6	0,729	OK
	60,0	1869,0	301,5	-	-	-	-	4569,8	0,409	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	67,5	-2877,6	1180,3	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,734	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,002	354,5	9385	-3919,3	0,734	OK
6	67,5	-2866,3	1178,1	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,731	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,731	OK
	75,0	1864,4	301,8	-	-	-	-	4569,8	0,408	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	82,5	-2870,0	1180,7	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,732	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,4	9385	-3919,2	0,732	OK
7	82,5	-2861,0	1177,6	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,730	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,6	0,730	OK
	90,0	1854,6	301,9	-	-	-	-	4569,8	0,406	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	97,5	-2872,3	1180,7	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,732	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,5	9385	-3919,2	0,733	OK

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

Tabela 80 - Resistência das secções transversais da longarina secundária rodoviária do ELU

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _a ' [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
8	97,5	-2865,1	1178,3	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,731	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,731	OK
	105,0	1849,0	301,8	-	-	-	-	4569,8	0,405	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	112,5	-2865,8	1180,6	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,731	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,5	9385	-3919,2	0,731	OK
9	112,5	-2858,0	1177,5	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,729	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,6	0,729	OK
	120,0	1841,6	301,9	-	-	-	-	4569,8	0,403	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	127,5	-2870,6	1180,7	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,732	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,4	9385	-3919,2	0,732	OK
10	127,5	-2860,0	1177,6	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,729	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,6	0,730	OK
	135,0	1834,9	302,1	-	-	-	-	4569,8	0,402	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	142,5	-2874,8	1180,9	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,733	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,4	9385	-3919,2	0,734	OK
11	142,5	-2847,3	1176,9	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,726	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,6	0,726	OK
	150,0	1830,8	306,0	-	-	-	-	4569,8	0,401	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,135	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	157,5	-2918,3	1184,4	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,744	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,521	OK	INT	0,002	354,4	9385	-3918,8	0,745	OK
12	157,5	-2911,5	1179,8	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,742	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,3	0,743	OK
	165,0	1800,7	345,0	-	-	-	-	4569,8	0,394	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,152	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	172,5	-2896,7	1178,6	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,739	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,739	OK
13	172,5	-2903,0	1182,3	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,740	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,4	9385	-3919,0	0,741	OK
	180,0	1830,9	303,4	-	-	-	-	4569,8	0,401	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,134	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	187,5	-2856,6	1179,1	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,728	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,4	0,729	OK
14	187,5	-2878,5	1180,0	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,734	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,3	0,734	OK
	195,0	1825,9	301,6	-	-	-	-	4569,8	0,400	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	202,5	-2859,1	1178,2	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,729	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,729	OK

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

Tabela 81 - Resistência das secções transversais da longarina secundária rodoviária do ELU

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _a ' [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
15	202,5	-2876,2	1180,3	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,733	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,002	354,5	9386	-3919,3	0,734	OK
	210,0	1828,6	301,3	-	-	-	-	4569,8	0,400	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	217,5	-2853,7	1178,0	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,728	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,728	OK
16	217,5	-2869,4	1180,0	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,732	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,002	354,5	9386	-3919,3	0,732	OK
	225,0	1831,4	301,3	-	-	-	-	4569,8	0,401	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	232,5	-2853,3	1178,0	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,728	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,728	OK
17	232,5	-2867,9	1180,3	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,731	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,5	9385	-3919,3	0,732	OK
	240,0	1836,8	301,2	-	-	-	-	4569,8	0,402	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	247,5	-2847,0	1177,6	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,726	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,6	0,726	OK
18	247,5	-2862,6	1180,4	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,730	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,5	9385	-3919,3	0,730	OK
	255,0	1844,4	301,5	-	-	-	-	4569,8	0,404	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	262,5	-2844,9	1177,7	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,725	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,726	OK
19	262,5	-2862,0	1180,6	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,730	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,5	9385	-3919,2	0,730	OK
	270,0	1849,9	301,1	-	-	-	-	4569,8	0,405	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	277,5	-2838,4	1177,6	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,724	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,6	0,724	OK
20	277,5	-2855,7	1180,9	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,728	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,4	9385	-3919,2	0,729	OK
	285,0	1861,6	301,5	-	-	-	-	4569,8	0,407	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	292,5	-2833,4	1177,7	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,722	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,518	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,6	0,723	OK
21	292,5	-2850,9	1180,1	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,727	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,002	354,5	9386	-3919,3	0,727	OK
	300,0	1868,1	300,7	-	-	-	-	4569,8	0,409	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,132	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	307,5	-2834,6	1178,5	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,723	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,723	OK

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

Tabela 82 - Resistência das secções transversais da longarina secundária rodoviária do ELU

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	Kc	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _a ' [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
22	307,5	-2849,2	1181,5	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,727	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,4	9385	-3919,1	0,727	OK
	315,0	1881,3	301,7	-	-	-	-	4569,8	0,412	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,133	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	322,5	-2826,2	1178,2	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,721	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,5	0,721	OK
23	322,5	-2840,2	1179,7	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,724	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,519	OK	INT	0,001	354,5	9386	-3919,3	0,725	OK
	330,0	1881,3	343,5	-	-	-	-	4569,8	0,412	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,151	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	337,5	-2840,2	1181,5	0,75	0,01005	52,16	117,34	-3921,8	0,724	OK	34,84	1,2	58,6	48,8	N/A	83,7	110,9	2271,97	0,520	OK	INT	0,002	354,4	9385	-3919,1	0,725	OK

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

III.1.3.4. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA LATERAL

Tabela 83 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária rodoviária do ELU

N° da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		Momento Crítico											Coeficiente de Redução para Esbelteza Normalizada														$\chi_{OT}^* \alpha_{ult,k}$ / γ_{M1}	Verif.
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kN.m]	C4	I _{at} [10 ⁻⁶ m ⁴]	I _{afz} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I ₂ [10 ⁻⁴ m ⁴]	K ₁ [kN/rad]	K ₂ [kN/rad]	K _S [kN/rad]	e [m]	ix ² [m ²]	K _e	M _{cr} [kN.m]	M _{Rk} [kN.m]	N _{cr} [kN]	N _{Rk} [kN]	$\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{ult,k}$	λ_{op}	Coef. Red. Comp.			Coef. Red. Flexão			χ_{OT}			
																					α	Φ	χ	α_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}				
1	0	1188,1	-1536,8	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,66	0,07	1,26	18613,75	3635,2	352541	26366	11,64	2,14	0,429	0,34	0,631	0,915	0,21	0,616	0,945	0,915	1,777	OK	
	7,5	1188,1	-1696,9	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,59	0,07	1,29	19058,83	3783,8	535195	28475	10,96	2,04	0,431	0,34	0,632	0,913	0,21	0,617	0,944	0,913	1,694	OK	
2	7,5	2393,4	-2743,6	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,59	0,07	1,29	19058,83	3783,8	535195	28475	6,74	1,24	0,428	0,34	0,631	0,915	0,21	0,616	0,945	0,915	1,028	OK	
	22,5	2393,4	-2909,9	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,80	1,28	0,434	0,34	0,634	0,912	0,21	0,619	0,944	0,912	1,063	OK	
3	22,5	3278,8	-2855,9	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,89	1,26	0,427	0,34	0,630	0,915	0,21	0,615	0,945	0,915	1,048	OK	
	37,5	3278,8	-2879,2	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,84	1,25	0,428	0,34	0,630	0,915	0,21	0,615	0,945	0,915	1,040	OK	
4	37,5	3890,2	-2861,9	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,85	1,23	0,423	0,34	0,628	0,917	0,21	0,613	0,947	0,917	1,024	OK	
	52,5	3890,2	-2874,6	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,83	1,22	0,423	0,34	0,628	0,917	0,21	0,613	0,947	0,917	1,020	OK	
5	52,5	4047,6	-2859,0	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,86	1,22	0,422	0,34	0,627	0,917	0,21	0,613	0,947	0,917	1,019	OK	
	67,5	4047,6	-2877,6	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,81	1,22	0,422	0,34	0,627	0,917	0,21	0,613	0,947	0,917	1,014	OK	
6	67,5	3990,0	-2866,3	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,84	1,22	0,423	0,34	0,627	0,917	0,21	0,613	0,947	0,917	1,019	OK	
	82,5	3990,0	-2870,0	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,83	1,22	0,423	0,34	0,627	0,917	0,21	0,613	0,947	0,917	1,018	OK	
7	82,5	3679,8	-2861,0	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,87	1,24	0,425	0,34	0,628	0,916	0,21	0,614	0,946	0,916	1,032	OK	
	97,5	3679,8	-2872,3	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,84	1,23	0,425	0,34	0,628	0,916	0,21	0,614	0,946	0,916	1,028	OK	
8	97,5	3275,5	-2865,1	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,87	1,26	0,427	0,34	0,630	0,915	0,21	0,615	0,945	0,915	1,045	OK	
	112,5	3275,5	-2865,8	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,87	1,26	0,427	0,34	0,630	0,915	0,21	0,615	0,945	0,915	1,045	OK	
9	112,5	2716,1	-2858,0	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,91	1,29	0,431	0,34	0,632	0,913	0,21	0,617	0,944	0,913	1,068	OK	
	127,5	2716,1	-2870,6	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,88	1,28	0,431	0,34	0,632	0,913	0,21	0,617	0,944	0,913	1,064	OK	
10	127,5	2079,5	-2860,0	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,93	1,32	0,436	0,34	0,635	0,912	0,21	0,620	0,943	0,912	1,092	OK	
	142,5	2079,5	-2874,8	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,90	1,31	0,436	0,34	0,635	0,912	0,21	0,620	0,943	0,912	1,087	OK	

Coef. Red. Comp. - Coeficiente de redução de vido à compressão; Coef. Red Flex. - Coeficiente de redução de vido à flexão;

Tabela 84 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária rodoviária do ELU

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		Momento Crítico											Coeficiente de Redução para Esbelteza Normalizada														$\chi_{OT} \cdot \alpha_{ult,k} / \gamma_{M1}$	Verif.
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kN.m]	C4	I _{at} [10 ⁻⁶ m ⁴]	I _{afz} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I ₂ [10 ⁻⁴ m ⁴]	K ₁ [kN/rad]	K ₂ [kN/rad]	K _S [kN/rad]	e [m]	ix ² [m ²]	k _c	M _{cr} [kN.m]	M _{Rk} [kN.m]	N _{cr} [kN]	N _{Rk} [kN]	$\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{ult,k}$	λ_{op}	Coef. Red. Comp.			Coef. Red. Flexão			χ_{OT}			
																					α	Φ	χ	α_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}				
11	142,5	2119,3	-2847,3	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,96	1,32	0,436	0,34	0,635	0,912	0,21	0,620	0,943	0,912	1,095	OK	
	157,5	2119,3	-2918,3	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,80	1,29	0,436	0,34	0,635	0,912	0,21	0,620	0,943	0,912	1,070	OK	
12	157,5	2541,5	-2911,5	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,79	1,27	0,433	0,34	0,633	0,913	0,21	0,618	0,944	0,913	1,057	OK	
	172,5	2541,5	-2896,7	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,83	1,28	0,433	0,34	0,633	0,913	0,21	0,618	0,944	0,913	1,062	OK	
13	172,5	2092,3	-2903,0	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,83	1,30	0,436	0,34	0,635	0,912	0,21	0,620	0,943	0,912	1,076	OK	
	187,5	2092,3	-2856,6	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,94	1,32	0,436	0,34	0,635	0,912	0,21	0,620	0,943	0,912	1,093	OK	
14	187,5	1705,8	-2878,5	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,91	1,33	0,439	0,34	0,637	0,910	0,21	0,621	0,942	0,910	1,100	OK	
	202,5	1705,8	-2859,1	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,95	1,34	0,439	0,34	0,637	0,910	0,21	0,621	0,942	0,910	1,107	OK	
15	202,5	2049,1	-2876,2	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,90	1,31	0,436	0,34	0,635	0,911	0,21	0,620	0,943	0,911	1,087	OK	
	217,5	2049,1	-2853,7	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,95	1,32	0,436	0,34	0,635	0,911	0,21	0,620	0,943	0,911	1,095	OK	
16	217,5	2423,2	-2869,4	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,90	1,30	0,433	0,34	0,634	0,913	0,21	0,618	0,944	0,913	1,075	OK	
	232,5	2423,2	-2853,3	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,94	1,30	0,433	0,34	0,634	0,913	0,21	0,618	0,944	0,913	1,081	OK	
17	232,5	2755,6	-2867,9	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,89	1,28	0,431	0,34	0,632	0,914	0,21	0,617	0,944	0,914	1,063	OK	
	247,5	2755,6	-2847,0	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,94	1,29	0,431	0,34	0,632	0,914	0,21	0,617	0,944	0,914	1,070	OK	
18	247,5	3111,1	-2862,6	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,89	1,26	0,429	0,34	0,631	0,915	0,21	0,616	0,945	0,915	1,052	OK	
	262,5	3111,1	-2844,9	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,93	1,27	0,428	0,34	0,631	0,915	0,21	0,616	0,945	0,915	1,057	OK	
19	262,5	3423,8	-2862,0	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,87	1,25	0,426	0,34	0,629	0,915	0,21	0,615	0,946	0,915	1,040	OK	
	277,5	3423,8	-2838,4	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,93	1,26	0,426	0,34	0,629	0,916	0,21	0,615	0,946	0,916	1,048	OK	
20	277,5	3926,7	-2855,7	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,87	1,23	0,423	0,34	0,627	0,917	0,21	0,613	0,947	0,917	1,024	OK	
	292,5	3926,7	-2833,4	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,92	1,24	0,423	0,34	0,627	0,917	0,21	0,613	0,947	0,917	1,031	OK	

Coef. Red. Comp. - Coeficiente de redução de vido à compressão; Coef. Red Flex. - Coeficiente de redução de vido à flexão;

Tabela 85 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária rodoviária do ELU

N° da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		Momento Crítico											Coeficiente de Redução para Esbelteza Normalizada														$\chi_{OT}^* \alpha_{ult,k}$ / γ_{M1}	Verif.
		N _{Ed} [kN]	M _{Ed} [kN.m]	C4	I _{at} [10 ⁻⁶ m ⁴]	I _{afz} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I ₂ [10 ⁻⁴ m ⁴]	K ₁ [kN/rad]	K ₂ [kN/rad]	K _S [kN/rad]	e [m]	ix ² [m ²]	k _c	M _{cr} [kN.m]	M _{Rk} [kN.m]	N _{cr} [kN]	N _{Rk} [kN]	$\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{ult,k}$	λ_{op}	Coef. Red. Comp.			Coef. Red. Flexão			χ_{OT}			
																					α	Φ	χ	α_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}				
21	292,5	4256,4	-2850,9	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,87	1,22	0,421	0,34	0,626	0,918	0,21	0,612	0,947	0,918	1,015	OK	
	307,5	4256,4	-2834,6	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,90	1,22	0,421	0,34	0,626	0,918	0,21	0,612	0,947	0,918	1,020	OK	
22	307,5	4718,2	-2849,2	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,85	1,20	0,418	0,34	0,624	0,919	0,21	0,61	0,948	0,919	0,999	KO	
	322,5	4718,2	-2826,2	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,90	1,20	0,418	0,34	0,624	0,919	0,21	0,61	0,948	0,919	1,006	OK	
23	322,5	4757,9	-2840,2	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,87	1,20	0,418	0,34	0,624	0,919	0,21	0,61	0,948	0,919	1,001	OK	
	337,5	4757,9	-2840,2	21,26	6,67	6,75	1,25	1858,70	376,91	313,37	0,49	0,07	1,36	20084,14	4108,0	1148022	33163	6,87	1,20	0,418	0,34	0,624	0,919	0,21	0,61	0,948	0,919	1,001	OK	

Coef. Red. Comp. - Coeficiente de redução de vido à compressão; Coef. Red Flex. - Coeficiente de redução de vido à flexão;

NOTA: A resistência à encurvadura lateral na secção do vão aos 307,5 metros não foi verificada, tendo-se registado na equação um valor igual a 0,999 (inferior a 1) o que corresponde a uma diferença relativa de 0,058%. Perante esse erro optou-se por não aumentar a resistência da longarina porque a diferença relativa é bastante pequena.

III.1.4. LONGARINA SECUNDÁRIA FERROVIÁRIA Nº1

III.1.4.1. LARGURA EFETIVA DO BANZO DE BETÃO-EFEITO SHEAR LAG

Tabela 86 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Longarina		Vão [m]	b ₀ [m]	L _e [m]	L _e /8 [m]	b ₁ [m]	b ₂ [m]	b _{e1} =min(b ₁ ;L _e /8) [m]	b _{e2} =min(b ₂ ;L _e /8) [m]	β ₁ /β ₂			b _{eff} [m]
										0,55+0,025*(L _e /b _{ei})	≤1	min(0,55+0,025*(L _e /b _{ei} ;1)	
1	L/4	0,00 - 3,75	0,20	12,75	1,59	0,77	1,17	0,77	1,17	0,96/0,82	1,00	0,96/0,82	1,90
	L/2	3,75 - 11,25	0,20	12,75	1,59	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	11,25 - 15,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
2	L/4	15,00 - 18,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	18,75 - 26,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	26,25 - 30,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
3	L/4	30,00 - 33,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	33,75 - 41,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	41,25 - 45,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
4	L/4	45,00 - 48,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	48,75 - 56,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	56,25 - 60,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
5	L/4	60,00 - 63,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	63,75 - 71,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	71,25 - 75,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
6	L/4	75,00 - 78,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	78,75 - 86,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	86,25 - 90,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
7	L/4	90,00 - 93,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	93,75 - 101,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	101,25 - 105,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
8	L/4	105,00 - 108,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	108,75 - 116,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	116,25 - 120,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91

Tabela 87 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Longarina		Vão [m]	b_0 [m]	L_e [m]	$L_e/8$ [m]	b_1 [m]	b_2 [m]	$b_{e1}=\min(b_1;L_e/8)$ [m]	$b_{e2}=\min(b_2;L_e/8)$ [m]	β_1/β_2			b_{eff} [m]
										$0,55+0,025*(L_e/b_{ei})$	≤ 1	$\min(0,55+0,025*(L_e/b_{ei};1)$	
9	L/4	120,00 - 123,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	123,75 - 131,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	131,25 - 135,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
10	L/4	135,00 - 138,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	138,75 - 146,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	146,25 - 150,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
11	L/4	150,00 - 153,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	153,75 - 161,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	161,25 - 165,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
12	L/4	165,00 - 168,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	168,75 - 176,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	176,25 - 180,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
13	L/4	180,00 - 183,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	183,75 - 191,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	191,25 - 195,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
14	L/4	195,00 - 198,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	198,75 - 206,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	206,25 - 210,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
15	L/4	210,00 - 213,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	213,75 - 221,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	221,25 - 225,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
16	L/4	225,00 - 228,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	228,75 - 236,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	236,25 - 240,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91

Tabela 88 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Longarina		Vão [m]	b ₀ [m]	L _e [m]	L _e /8 [m]	b ₁ [m]	b ₂ [m]	b _{e1} =min(b ₁ ;L _e /8) [m]	b _{e2} =min(b ₂ ;L _e /8) [m]	β ₁ /β ₂			b _{eff} [m]
										0,55+0,025*(L _e /b _{ei})	≤1	min(0,55+0,025*(L _e /b _{ei} ;1)	
17	L/4	240,00 - 243,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	243,75 - 251,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	251,25 - 255,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
18	L/4	255,00 - 258,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	258,75 - 266,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	266,25 - 270,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
19	L/4	270,00 - 273,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	273,75 - 281,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	281,25 - 285,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
20	L/4	285,00 - 288,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	288,75 - 296,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	296,25 - 300,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
21	L/4	300,00 - 303,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	303,75 - 311,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	311,25 - 315,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
22	L/4	315,00 - 318,75	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	318,75 - 326,25	0,20	10,50	1,31	0,77	1,17	0,77	1,17	-	1,00	1,00	2,14
	L/4	326,25 - 330,00	0,20	7,50	0,94	0,77	1,17	0,77	0,94	-	1,00	1,00	1,91

III.1.4.2. CLASSE DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 89 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)											Componentes Tracionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma					Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma		
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)					
1	0,0	-	12436	2840	Alma	0,466	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,649	-0,633	41,62	75,17	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	7,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	15,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,645	-0,623	41,62	74,64	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
2	15,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,639	-0,605	41,62	73,71	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	22,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	30,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,640	-0,606	41,62	73,75	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
3	30,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,632	-0,586	41,62	72,71	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	37,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	45,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,632	-0,585	41,62	72,69	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
4	45,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,630	-0,578	41,62	72,35	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	52,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	60,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,629	-0,577	41,62	72,28	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
5	60,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,627	-0,572	41,62	72,02	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	67,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	75,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,627	-0,571	41,62	72,00	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
6	75,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,628	-0,574	41,62	72,14	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	82,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	90,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,628	-0,573	41,62	72,07	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
7	90,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,628	-0,574	41,62	72,15	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	97,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	105,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,628	-0,574	41,62	72,12	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

Legenda: B.Metálico - Banzo Metálico, L.Betão - Laje de Betão, Comp - Compressão, Flex - Flexão, Inf. - Inferior, Sup. - Superior; E.N.E. - Eixo neutro elástico;

***NP EN 1993-1-1, cláusula 5.5.2:** As secções transversais com alma da classe 3 e banzos da classe 1 ou 2 podem ser classificadas como sendo da classe 2 desde que seja adotada uma alma efetiva de acordo com a cláusula 6.2.2.4.

Tabela 90 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)											Componentes Tractionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma					Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma		
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)					
8	105,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,630	-0,58	41,62	72,39	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	112,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	120,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,630	-0,58	41,62	72,33	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
9	120,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,631	-0,58	41,62	72,49	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	127,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	135,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,630	-0,58	41,62	72,40	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
10	135,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,629	-0,58	41,62	72,21	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	142,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	150,0	-	11379	5211	B.Metálico	0,479	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,567	-0,42	41,62	65,26	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
11	150,0	-	11379	5211	B.Metálico	0,479	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,562	-0,41	41,62	64,83	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	157,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	165,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,618	-0,55	41,62	70,75	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
12	165,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,622	-0,56	41,62	71,27	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	172,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	180,0	-	11379	5211	B.Metálico	0,479	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,565	-0,42	41,62	65,11	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
13	180,0	-	11379	5211	B.Metálico	0,479	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,570	-0,43	41,62	65,57	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	187,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	195,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,631	-0,58	41,62	72,55	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
14	195,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,634	-0,59	41,62	72,97	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	202,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	210,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,635	-0,59	41,62	73,06	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

Legenda: B.Metálico - Banzo Metálico, L.Betão - Laje de Betão, Comp - Compressão, Flex - Flexão, Inf. - Inferior, Sup. - Superior; E.N.E. - Eixo neutro elástico;

***NP EN 1993-1-1, cláusula 5.5.2:** As secções transversais com alma da classe 3 e banzos da classe 1 ou 2 podem ser classificadas como sendo da classe 2 desde que seja adotada uma alma efetiva de acordo com a cláusula 6.2.2.4.

Tabela 91 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)											Componentes Tracionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma					Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma		
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)					
15	210,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,638	-0,600	41,62	73,44	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	217,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	225,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,638	-0,601	41,62	73,51	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
16	225,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,641	-0,609	41,62	73,92	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	232,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	240,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,641	-0,610	41,62	73,96	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
17	240,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,643	-0,616	41,62	74,28	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	247,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	255,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,644	-0,617	41,62	74,34	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
18	255,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,645	-0,621	41,62	74,53	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	262,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	270,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,645	-0,622	41,62	74,56	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
19	270,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,645	-0,622	41,62	74,59	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	277,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	285,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,646	-0,623	41,62	74,65	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
20	285,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,643	-0,616	41,62	74,26	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	292,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	300,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,643	-0,616	41,62	74,28	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
21	300,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,642	-0,613	41,62	74,12	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	307,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	315,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,642	-0,613	41,62	74,13	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

Legenda: B.Metálico - Banzo Metálico, L.Betão - Laje de Betão, Comp - Compressão, Flex - Flexão, Inf. - Inferior, Sup. - Superior; E.N.E. - Eixo neutro elástico;

***NP EN 1993-1-1, cláusula 5.5.2:** As secções transversais com alma da classe 3 e banzos da classe 1 ou 2 podem ser classificadas como sendo da classe 2 desde que seja adotada uma alma efetiva de acordo com a cláusula 6.2.2.4.

Tabela 92 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)										Componentes Tractionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise	
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma				Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma			
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)						c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)
22	315,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,640	-0,608	41,62	73,84	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	322,5	14536	12810	-	L.Betão	0,264	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	330,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,641	-0,609	41,62	73,89	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

Legenda: B.Metálico - Banzo Metálico, L.Betão - Laje de Betão, Comp - Compressão, Flex – Flexão, Inf. - Inferior, Sup. - Superior; E.N.E. - Eixo neutro elástico;

***NP EN 1993-1-1, cláusula 5.5.2:** As secções transversais com alma da classe 3 e banzos da classe 1 ou 2 podem ser classificadas como sendo da classe 2 desde que seja adotada uma alma efetiva de acordo com a cláusula 6.2.2.4.

III.1.4.3. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES

Tabela 93 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _{a'} [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
1	0,0	-3936,9	1643,6	0,83	0,0106	60,42	65,32	-6090,3	0,646	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	178,0	3647,83	0,451	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	7,5	2426,8	70,3	-	-	-	-	7914,1	0,307	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	15,0	-2946,4	1532,4	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,483	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,421	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
2	15,0	-3730,3	1571,5	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,612	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,431	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	22,5	2087,0	25,2	-	-	-	-	7914,1	0,264	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	30,0	-3756,9	1598,4	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,616	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,439	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
3	30,0	-3753,7	1575,9	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,616	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,433	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	37,5	2201,7	5,6	-	-	-	-	7914,1	0,278	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	45,0	-3728,7	1576,7	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,612	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,433	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
4	45,0	-3787,5	1581,4	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,621	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	52,5	2158,4	6,9	-	-	-	-	7914,1	0,273	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	60,0	-3710,0	1569,1	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,609	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,431	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
5	60,0	-3789,8	1578,4	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,622	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,433	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	67,5	2123,3	4,0	-	-	-	-	7914,1	0,268	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	75,0	-3751,6	1571,9	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,616	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,432	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
6	75,0	-3814,9	1583,9	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,626	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	82,5	2068,8	10,8	-	-	-	-	7914,1	0,261	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	90,0	-3734,0	1568,2	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,613	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,431	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
7	90,0	-3814,6	1580,0	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,626	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	97,5	2019,6	6,3	-	-	-	-	7914,1	0,255	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	105,0	-3774,0	1571,2	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,619	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,431	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

Tabela 94 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	^(1-ρ) f _y	F _{a'} [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
8	105,0	-3833,5	1583,4	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,629	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	112,5	1979,4	10,1	-	-	-	-	7914,1	0,250	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	120,0	-3752,8	1568,3	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,616	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,431	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
9	120,0	-3890,2	1585,6	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,638	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	127,5	1926,1	10,8	-	-	-	-	7914,1	0,243	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	135,0	-3769,9	1565,7	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,619	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,430	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
10	135,0	-3807,1	1580,2	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,625	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	142,5	1911,1	7,4	-	-	-	-	7914,1	0,241	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	150,0	-3805,0	1574,6	0,83	0,0106	60,59	119,85	6477,1	-0,587	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	153,6	3147,2	0,500	OK	INT	0,000	345,0	11379	6477,1	0,587	OK
11	150,0	-4645,8	1651,8	0,83	0,0106	60,59	119,85	6477,1	-0,717	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	153,6	3147,2	0,525	OK	INT	0,002	344,1	11365	6467,1	0,718	OK
	157,5	1842,4	91,1	-	-	-	-	7914,1	0,233	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	165,0	-3687,1	1555,3	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,605	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,427	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
12	165,0	-3740,5	1569,1	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,614	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,431	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	172,5	1875,5	91,1	-	-	-	-	7914,1	0,237	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	180,0	-4545,0	1644,3	0,83	0,0106	60,59	119,85	6477,1	-0,702	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	153,6	3147,2	0,522	OK	INT	0,002	344,3	11367	6468,9	0,703	OK
13	180,0	-3834,5	1576,8	0,83	0,0106	60,59	119,85	6477,1	-0,592	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	153,6	3147,2	0,501	OK	INT	0,000	345,0	11378	6477,1	0,592	OK
	187,5	1860,3	11,5	-	-	-	-	7914,1	0,235	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	195,0	-3825,8	1577,7	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,628	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,433	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
14	195,0	-3792,8	1569,7	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,622	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,431	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	202,5	1844,1	10,6	-	-	-	-	7914,1	0,233	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	210,0	-3918,2	1584,9	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,643	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

Tabela 95 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _{a'} [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
15	210,0	-3755,4	1568,0	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,616	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,430	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	217,5	1875,1	9,3	-	-	-	-	7914,1	0,237	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	225,0	-3866,1	1584,1	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,634	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
16	225,0	-3746,0	1569,3	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,615	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,431	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	232,5	1900,3	11,4	-	-	-	-	7914,1	0,240	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	240,0	-3834,1	1582,2	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,629	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
17	240,0	-3685,5	1565,8	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,605	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,430	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	247,5	1949,0	10,5	-	-	-	-	7914,1	0,246	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	255,0	-3812,5	1585,3	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,626	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
18	255,0	-3673,6	1569,5	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,603	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,431	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	262,5	1991,0	11,2	-	-	-	-	7914,1	0,252	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	270,0	-3760,8	1582,0	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,617	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
19	270,0	-3598,0	1566,1	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,590	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,430	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	277,5	2044,4	12,4	-	-	-	-	7914,1	0,258	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	285,0	-3738,5	1587,2	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,613	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,436	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
20	285,0	-3589,7	1573,1	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,589	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,432	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	292,5	2114,3	8,7	-	-	-	-	7914,1	0,267	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	300,0	-3648,1	1579,8	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,599	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
21	300,0	-3601,0	1575,9	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,591	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,433	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	307,5	2168,9	12,0	-	-	-	-	7914,1	0,274	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	315,0	-3630,1	1585,1	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,596	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

Tabela 96 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº1

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso							
		M _{ed}	V _{ed}	K _c	ρ	A _{s,min}	A _{s,eff}	M _{pl,Rd}	M _{ed} /M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/η	V _{bw,Rd}	h _w *t _w	A _v	V _{pl,a,Rd}	V _{ed} /V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _{a'}	M _{pl,int}	M _{ed} /M _{pl,int}	Verif.	
		[kN.m]	[kN]																									[cm ²]
22	315,0	-3594,8	1583,2	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,590	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	-	N/A
	322,5	2275,0	42,0	-	-	-	-	7914,1	0,287	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	-	N/A
	330,0	-3643,6	12561,0	0,83	0,0106	60,59	65,52	-6094,6	0,598	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,7	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	-	N/A

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

III.1.4.4. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA LATERAL

Tabela 97 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº1 do ELU

N° da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		Momento Crítico											Coeficiente de Redução para Esbelteza Normalizada														$\chi_{OT}^{*}\alpha_{ult,k}$ / γ_{M1}	Verif.
		N _{ed} [kN]	M _{ed} [kN.m]	C4	I _{at} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I _{afz} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I ₂ [10 ⁻⁴ m ⁴]	K ₁ [kN/rad]	K ₂ [kN/rad]	K _S [kN/rad]	e [m]	ix ² [m ²]	k _c	M _{cr} [kN.m]	M _{crk} [kN.m]	N _{cr} [kN]	N _{crk} [kN]	$\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{ult,k}$	λ_{op}	Coef. Red. Comp.			Coef. Red. Flexão			χ_{OT}			
																					α	Φ	χ	α_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}				
1	0,0	1740,0	-3936,9	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,15	57216,82	6327,1	1061787	36974	14,20	1,49	0,324	0,34	0,57	0,955	0,34	0,57	0,955	0,96	1,297	OK	
	15,0	1740,0	-2946,4	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	18,80	1,94	0,322	0,34	0,57	0,956	0,34	0,57	0,956	0,96	1,690	OK	
2	15,0	3600,9	-3730,3	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,57	1,45	0,316	0,34	0,57	0,958	0,34	0,57	0,958	0,96	1,264	OK	
	30,0	3600,9	-3756,9	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,47	1,44	0,316	0,34	0,57	0,958	0,34	0,57	0,958	0,96	1,257	OK	
3	30,0	5112,6	-3753,7	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,19	1,36	0,310	0,34	0,57	0,960	0,34	0,57	0,960	0,96	1,190	OK	
	45,0	5112,6	-3728,7	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,28	1,37	0,310	0,34	0,57	0,960	0,34	0,57	0,960	0,96	1,197	OK	
4	45,0	5716,5	-3787,5	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,96	1,32	0,308	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,157	OK	
	60,0	5716,5	-3710,0	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,23	1,35	0,308	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,176	OK	
5	60,0	6225,4	-3789,8	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,86	1,30	0,306	0,34	0,56	0,962	0,34	0,56	0,962	0,96	1,137	OK	
	75,0	6225,4	-3751,6	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,99	1,31	0,306	0,34	0,56	0,962	0,34	0,56	0,962	0,96	1,146	OK	
6	75,0	6090,6	-3814,9	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,80	1,30	0,307	0,34	0,57	0,962	0,34	0,57	0,962	0,96	1,136	OK	
	90,0	6090,6	-3734,0	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,08	1,32	0,306	0,34	0,57	0,962	0,34	0,57	0,962	0,96	1,155	OK	
7	90,0	6064,6	-3814,6	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,81	1,30	0,307	0,34	0,57	0,962	0,34	0,57	0,962	0,96	1,137	OK	
	105,0	6064,6	-3774,0	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,94	1,31	0,307	0,34	0,57	0,962	0,34	0,57	0,962	0,96	1,147	OK	
8	105,0	5712,1	-3833,5	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,81	1,31	0,308	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,146	OK	
	120,0	5712,1	-3752,8	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,08	1,33	0,308	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,166	OK	
9	120,0	5633,0	-3890,2	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,63	1,30	0,309	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,135	OK	
	135,0	5633,0	-3769,9	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,04	1,33	0,308	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,165	OK	
10	135,0	5941,8	-3807,1	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,85	1,31	0,307	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,143	OK	
	150,0	5941,8	-3805,0	21,26	1,09	7,88	2,15	9315,3	422,3	403,98	0,91	0,14	2,31	42268,29	6715,2	1071397	39213	10,43	1,50	0,380	0,34	0,60	0,934	0,34	0,60	0,934	0,93	1,277	OK	

Coef. Red. Comp. - Coeficiente de redução de vido à compressão; Coef. Red Flex. - Coeficiente de redução de vido à flexão;

Tabela 98 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº1 do ELU

N° da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		Momento Crítico										Coeficiente de Redução para Esbelteza Normalizada														$\chi_{OT}^{*}\alpha_{ult,k}$ / γ_{M1}	Verif.
		N _{ed} [kN]	M _{ed} [kN.m]	C4	I _{at} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I _{afz} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I ₂ [10 ⁻⁴ m ⁴]	K ₁ [kN/rad]	K ₂ [kN/rad]	K _S [kN/rad]	e [m]	ix ² [m ²]	k _c	M _{cr} [kN.m]	M _{crk} [kN.m]	N _{cr} [kN]	N _{crk} [kN]	$\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{ult,k}$	λ_{op}	Coef. Red. Comp.			Coef. Red. Flexão			χ_{OT}		
																					α	Φ	χ	α_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}			
11	150,0	8199,1	-4645,8	21,26	1,09	7,88	2,15	9315,3	422,3	403,98	0,91	0,14	2,31	42268,29	6715,2	1071397	39213	8,64	1,26	0,381	0,34	0,60	0,933	0,34	0,60	0,933	0,93	1,066	OK
	165,0	8199,1	-3687,1	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,85	1,24	0,299	0,34	0,56	0,964	0,34	0,56	0,964	0,96	1,087	OK
12	165,0	7427,1	-3740,5	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,81	1,26	0,302	0,34	0,56	0,963	0,34	0,56	0,963	0,96	1,103	OK
	180,0	7427,1	-4545,0	21,26	1,09	7,88	2,15	9315,3	422,3	403,98	0,91	0,14	2,31	42268,29	6715,2	1071397	39213	8,80	1,29	0,382	0,34	0,60	0,933	0,34	0,60	0,933	0,93	1,090	OK
13	180,0	5450,0	-3834,5	21,26	1,09	7,88	2,15	9315,3	422,3	403,98	0,91	0,14	2,31	42268,29	6715,2	1071397	39213	10,39	1,52	0,382	0,34	0,60	0,933	0,34	0,60	0,933	0,93	1,286	OK
	195,0	5450,0	-3825,8	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,88	1,33	0,309	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,158	OK
14	195,0	4782,4	-3792,8	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,11	1,37	0,311	0,34	0,57	0,960	0,34	0,57	0,960	0,96	1,194	OK
	210,0	4782,4	-3918,2	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	13,69	1,33	0,312	0,34	0,57	0,960	0,34	0,57	0,960	0,96	1,162	OK
15	210,0	4040,0	-3755,4	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,39	1,42	0,314	0,34	0,57	0,959	0,34	0,57	0,959	0,96	1,237	OK
	225,0	4040,0	-3866,1	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,00	1,38	0,314	0,34	0,57	0,959	0,34	0,57	0,959	0,96	1,206	OK
16	225,0	3344,5	-3746,0	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,56	1,46	0,317	0,34	0,57	0,958	0,34	0,57	0,958	0,96	1,272	OK
	240,0	3344,5	-3834,1	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,24	1,43	0,317	0,34	0,57	0,958	0,34	0,57	0,958	0,96	1,246	OK
17	240,0	2785,5	-3685,5	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,90	1,52	0,319	0,34	0,57	0,957	0,34	0,57	0,957	0,96	1,318	OK
	255,0	2785,5	-3812,5	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,42	1,47	0,319	0,34	0,57	0,957	0,34	0,57	0,957	0,96	1,279	OK
18	255,0	2436,5	-3673,6	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	15,02	1,54	0,320	0,34	0,57	0,957	0,34	0,57	0,957	0,96	1,341	OK
	270,0	2436,5	-3760,8	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,68	1,51	0,321	0,34	0,57	0,956	0,34	0,57	0,956	0,96	1,313	OK
19	270,0	2307,4	-3598,0	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	15,35	1,58	0,321	0,34	0,57	0,956	0,34	0,57	0,956	0,96	1,373	OK
	285,0	2307,4	-3738,5	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,80	1,53	0,321	0,34	0,57	0,956	0,34	0,57	0,956	0,96	1,326	OK
20	285,0	2739,2	-3589,7	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	15,29	1,55	0,319	0,34	0,57	0,957	0,34	0,57	0,957	0,96	1,352	OK
	300,0	2739,2	-3648,1	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	15,06	1,53	0,319	0,34	0,57	0,957	0,34	0,57	0,957	0,96	1,333	OK

Coef. Red. Comp. - Coeficiente de redução de vido à compressão; Coef. Red Flex. - Coeficiente de redução de vido à flexão;

Tabela 99 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº1 do ELU

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		Momento Crítico											Coeficiente de Redução para Esbelteza Normalizada													χ _{OT} *α _{ult,k} /γ _{M1}	Verif.
		N _{ed} [kN]	M _{ed} [kN.m]	C4	I _{at} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I _{afz} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I ₂ [10 ⁻⁴ m ⁴]	K ₁ [kN/rad]	K ₂ [kN/rad]	K _S [kN/rad]	e [mm]	ix ² [m ²]	k _c	M _{cr} [kN.m]	M _{crk} [kN.m]	N _{cr} [kN]	N _{crk} [kN]	α _{cr,op}	α _{ult,k}	λ _{op}	Coef. Red. Comp.			Coef. Red. Flexão			χ _{OT}		
																					α	Φ	χ	α _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}			
21	300,0	2938,0	-3601,0	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	15,20	1,54	0,318	0,34	0,57	0,957	0,34	0,57	0,957	0,96	1,338	OK
	315,0	2938,0	-3630,1	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	15,09	1,53	0,318	0,34	0,57	0,957	0,34	0,57	0,957	0,96	1,328	OK
22	315,0	3307,4	-3594,8	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	15,15	1,52	0,316	0,34	0,57	0,958	0,34	0,57	0,958	0,96	1,320	OK
	330,0	3307,4	-3643,6	21,26	1,12	7,88	1,49	6442,49	422,3	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	6303,0	1071395	37035	14,96	1,50	0,317	0,34	0,57	0,958	0,34	0,57	0,958	0,96	1,305	OK

Coef. Red. Comp. - Coeficiente de redução de vido à compressão; Coef. Red Flex. - Coeficiente de redução de vido à flexão;

III.1.5. LONGARINA SECUNDÁRIA FERROVIÁRIA Nº2

III.1.5.1. LARGURA EFETIVA DO BANZO DE BETÃO-EFEITO SHEAR LAG

Tabela 100 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Longarina		Vão [m]	b ₀ [m]	L _e [m]	L _e /8 [m]	b ₁ [m]	b ₂ [m]	b _{e1} =min(b ₁ ;L _e /8) [m]	b _{e2} =min(b ₂ ;L _e /8) [m]	β ₁ /β ₂			b _{eff} [m]
										0,55+0,025*(L _e /b _{ei})	≤1	min(0,55+0,025*(L _e /b _{ei} ;1)	
1	L/4	0,00 - 3,75	0,20	12,75	1,59	1,23	0,77	1,23	0,77	0,81/0,96	1,00	0,81/0,96	1,94
	L/2	3,75 - 11,25	0,20	12,75	1,59	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	11,25 - 15,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
2	L/4	15,00 - 18,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	18,75 - 26,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	26,25 - 30,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
3	L/4	30,00 - 33,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	33,75 - 41,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	41,25 - 45,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
4	L/4	45,00 - 48,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	48,75 - 56,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	56,25 - 60,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
5	L/4	60,00 - 63,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	63,75 - 71,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	71,25 - 75,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
6	L/4	75,00 - 78,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	78,75 - 86,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	86,25 - 90,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
7	L/4	90,00 - 93,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	93,75 - 101,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	101,25 - 105,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
8	L/4	105,00 - 108,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	108,75 - 116,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	116,25 - 120,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91

Tabela 101 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Longarina		Vão [m]	b_0	L_e	$L_e/8$	b_1	b_2	$b_{e1}=\min(b_1;L_e/8)$	$b_{e2}=\min(b_2;L_e/8)$	β_1/β_2			B_{eff}
			[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	$0,55+0,025*(L_e/b_{ei})$	≤ 1	$\min(0,55+0,025*(L_e/b_{ei};1)$	[m]
9	L/4	120,00 - 123,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	123,75 - 131,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	131,25 - 135,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
10	L/4	135,00 - 138,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	138,75 - 146,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	146,25 - 150,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
11	L/4	150,00 - 153,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	153,75 - 161,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	161,25 - 165,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
12	L/4	165,00 - 168,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	168,75 - 176,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	176,25 - 180,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
13	L/4	180,00 - 183,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	183,75 - 191,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	191,25 - 195,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
14	L/4	195,00 - 198,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	198,75 - 206,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	206,25 - 210,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
15	L/4	210,00 - 213,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	213,75 - 221,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	221,25 - 225,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
16	L/4	225,00 - 228,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	228,75 - 236,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	236,25 - 240,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91

Tabela 102 - Largura efetiva do banzo de betão da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Longarina		Vão [m]	b_0	L_e	$L_e/8$	b_1	b_2	$b_{e1}=\min(b_1;L_e/8)$	$b_{e2}=\min(b_2;L_e/8)$	β_1/β_2			b_{eff} [m]
			[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	$0,55+0,025*(L_e/b_{ei})$	≤ 1	$\min(0,55+0,025*(L_e/b_{ei};1)$	
17	L/4	240,00 - 243,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	243,75 - 251,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	251,25 - 255,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
18	L/4	255,00 - 258,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	258,75 - 266,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	266,25 - 270,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
19	L/4	270,00 - 273,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	273,75 - 281,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	281,25 - 285,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
20	L/4	285,00 - 288,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	288,75 - 296,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	296,25 - 300,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
21	L/4	300,00 - 303,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	303,75 - 311,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	311,25 - 315,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
22	L/4	315,00 - 318,75	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91
	L/2	318,75 - 326,25	0,20	10,50	1,31	1,23	0,77	1,23	0,77	-	1,00	1,00	2,20
	L/4	326,25 - 330,00	0,20	7,50	0,94	1,23	0,77	0,94	0,77	-	1,00	1,00	1,91

III.1.5.2. CLASSE DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 103 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)											Componentes Tracionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma					Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma		
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)					
1	0,0	-	12383	2893	Alma	0,457	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,648	-0,631	41,62	75,07	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	7,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	15,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,647	-0,626	41,62	74,82	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
2	15,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,641	-0,610	41,62	73,93	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	22,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	30,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,641	-0,610	41,62	73,97	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
3	30,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,635	-0,592	41,62	73,05	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	37,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	45,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,635	-0,592	41,62	73,03	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
4	45,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,631	-0,582	41,62	72,51	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	52,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	60,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,630	-0,580	41,62	72,44	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
5	60,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,629	-0,576	41,62	72,23	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	67,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	75,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,629	-0,576	41,62	72,21	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
6	75,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,629	-0,575	41,62	72,18	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	82,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	90,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,628	-0,574	41,62	72,11	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
7	90,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,629	-0,576	41,62	72,23	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	97,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	105,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,629	-0,575	41,62	72,20	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

Legenda: B.Metálico - Banzo Metálico, L.Betão - Laje de Betão, Comp - Compressão, Flex - Flexão, Inf. - Inferior, Sup. - Superior; E.N.E. - Eixo neutro elástico;

***NP EN 1993-1-1, cláusula 5.5.2:** As secções transversais com alma da classe 3 e banzos da classe 1 ou 2 podem ser classificadas como sendo da classe 2 desde que seja adotada uma alma efetiva de acordo com a cláusula 6.2.2.4.

Tabela 104 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)															Componentes Tractionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Ze [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma					Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma						
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)									
8	105,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,630	-0,578	41,62	72,34	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
	112,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica				
	120,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,629	-0,577	41,62	72,28	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
9	120,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,631	0,67	41,62	72,50	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
	127,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica				
	135,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,630	-0,581	41,62	72,40	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
10	135,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,631	-0,580	41,62	72,50	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
	142,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica				
	150,0	-	11379	5211	B.Metálico	0,329	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,604	-0,43	41,62	65,67	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
11	150,0	-	11379	5211	B.Metálico	0,329	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,604	-0,44	41,62	65,85	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
	157,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica				
	165,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,627	-0,435	41,62	71,94	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
12	165,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,628	-0,570	41,62	72,15	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
	172,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica				
	180,0	-	11379	5211	B.Metálico	0,329	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,604	-0,44	41,62	65,92	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
13	180,0	-	11379	5211	B.Metálico	0,329	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,604	-0,44	41,62	65,89	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
	187,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica				
	195,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,633	-0,436	41,62	72,76	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
14	195,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,635	-0,587	41,62	73,07	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				
	202,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica				
	210,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,636	-0,593	41,62	73,15	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica				

Legenda: B.Metálico - Banzo Metálico, L.Betão - Laje de Betão, Comp - Compressão, Flex - Flexão, Inf. - Inferior, Sup. - Superior; E.N.E. - Eixo neutro elástico;

***NP EN 1993-1-1, cláusula 5.5.2:** As secções transversais com alma da classe 3 e banzos da classe 1 ou 2 podem ser classificadas como sendo da classe 2 desde que seja adotada uma alma efetiva de acordo com a cláusula 6.2.2.4.

Tabela 105 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)											Componentes Tractionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Z _e [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma					Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma		
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)					
15	210,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,638	-0,594	41,62	73,48	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	217,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	225,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,638	-0,601	41,62	73,54	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
16	225,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,641	-0,602	41,62	74,02	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	232,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	240,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,642	-0,611	41,62	74,06	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
17	240,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,643	-0,612	41,62	74,30	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	247,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	255,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,644	-0,617	41,62	74,36	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
18	255,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,645	-0,618	41,62	74,60	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	262,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	270,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,645	-0,622	41,62	74,63	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
19	270,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,647	-0,623	41,62	74,94	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	277,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	285,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,648	-0,629	41,62	74,99	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
20	285,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,650	-0,630	41,62	75,37	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	292,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	300,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,650	-0,637	41,62	75,38	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
21	300,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,653	-0,637	41,62	75,82	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	307,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	315,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,653	-0,645	41,62	75,82	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

Legenda: B.Metálico - Banzo Metálico, L.Betão - Laje de Betão, Comp - Compressão, Flex - Flexão, Inf. - Inferior, Sup. - Superior; E.N.E. - Eixo neutro elástico;

***NP EN 1993-1-1, cláusula 5.5.2:** As secções transversais com alma da classe 3 e banzos da classe 1 ou 2 podem ser classificadas como sendo da classe 2 desde que seja adotada uma alma efetiva de acordo com a cláusula 6.2.2.4.

Tabela 106 - Classe das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Long.	Vão [m]	Posição do Eixo Neutro Plástico					Tensões nos Componentes			Componentes Comprimidos e Flex/comp (Limite máximo Largura-Espessura c/t)										Componentes Tractionados			Classe da Secção Transversal	Tipo de Análise	
		F _c [kN]	F _a [kN]	F _s [kN]	Eixo Neutro	Ze [m]	Banzo Inf.	Banzo Sup.	Alma	Banzo Inferior			Banzo Superior			Alma					Banzo Inf.	Banzo Sup.			Alma
										c/t	9ε	c/t≤9ε	c/t	9ε	c/t≤9ε	E.N.E	Ψ	c/t	42ε/(0,67-0,33Ψ)	c/t≤42ε/(0,67-0,33Ψ)					
22	315,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,655	-0,645	41,62	76,21	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica
	322,5	14979	12810	-	L.Betão	0,257	Tração	Comp	Tração	-	-	-	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	-	-	Classe1	-	Classe1	Classe 1	Plástica
	330,0	-	12428	2849	Alma	0,533	Comp	Tração	Flex/Comp	3,4	7,4	Classe1	-	-	-	0,655	-0,652	41,62	76,21	Classe 3	-	Classe1	-	Classe 2*	Plástica

Legenda: B.Metálico - Banzo Metálico, L.Betão - Laje de Betão, Comp - Compressão, Flex – Flexão, Inf. - Inferior, Sup. - Superior; E.N.E. - Eixo neutro elástico;

***NP EN 1993-1-1, cláusula 5.5.2:** As secções transversais com alma da classe 3 e banzos da classe 1 ou 2 podem ser classificadas como sendo da classe 2 desde que seja adotada uma alma efetiva de acordo com a cláusula 6.2.2.4.

III.1.5.3. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES

Tabela 107 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm2]	A _v [cm2]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _a ' [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
1	0,0	-3961,0	1665,0	0,826	0,01057	61,436	66,549	-6117,2	0,648	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	176,6	3616,11	0,460	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	7,5	2487,3	81,6	-	-	-	-	7964,13	0,312	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	15,0	-2817,8	1528,6	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,462	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,420	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
2	15,0	-3747,1	1579,5	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,615	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	22,5	2111,1	14,5	-	-	-	-	7964,13	0,265	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	30,0	-3801,8	1604,1	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,624	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,440	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
3	30,0	-3775,4	1585,8	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,619	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	37,5	2215,2	4,6	-	-	-	-	7964,13	0,278	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	45,0	-3755,5	1586,4	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,616	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,436	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
4	45,0	-3808,5	1591,1	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,625	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,437	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	52,5	2172,8	6,8	-	-	-	-	7964,13	0,273	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	60,0	-3740,9	1579,9	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,614	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
5	60,0	-3809,2	1587,7	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,625	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,436	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	67,5	2136,4	2,8	-	-	-	-	7964,13	0,268	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	75,0	-3782,6	1582,9	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,621	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
6	75,0	-3835,2	1593,1	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,629	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,437	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	82,5	2082,4	9,8	-	-	-	-	7964,13	0,261	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	90,0	-3765,9	1579,3	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,618	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
7	90,0	-3833,6	1589,0	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,629	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,436	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	97,5	2032,7	5,1	-	-	-	-	7964,13	0,255	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	105,0	-3805,3	1582,3	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,624	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

Tabela 108 -Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _{a'} [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
8	105,0	-3852,2	1592,2	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,632	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,437	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	112,5	1992,7	8,8	-	-	-	-	7964,13	0,250	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	120,0	-3785,5	1579,5	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,621	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
9	120,0	-3906,4	1594,3	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,641	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,438	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	127,5	1939,5	9,3	-	-	-	-	7964,13	0,244	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	135,0	-3804,0	1577,1	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,624	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,433	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
10	135,0	-3817,1	1589,1	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,626	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,436	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	142,5	1924,0	5,7	-	-	-	-	7964,13	0,242	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	150,0	-3842,5	1586,9	0,828	0,01059	60,587	119,85	-6477	0,593	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	153,6	3147,15	0,504	OK	INT	0,000	345,0	11378	6476,8	1,000	OK
11	150,0	-4655,4	1659,3	0,828	0,01059	60,587	119,85	-6477	0,719	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	153,6	3147,15	0,527	OK	INT	0,003	344,0	11362	6465,1	0,998	OK
	157,5	1893,8	98,2	-	-	-	-	7964,13	0,238	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	165,0	-3751,7	1576,4	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,616	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,433	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
12	165,0	-3797,9	1588,9	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,623	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,436	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	172,5	1924,3	5,2	-	-	-	-	7964,13	0,242	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	180,0	-4571,7	1653,5	0,828	0,01059	60,587	119,85	-6477,1	0,706	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	153,6	3147,15	0,525	OK	INT	0,003	344,1	11378	6466,6	0,998	OK
13	180,0	-3872,0	1589,0	0,828	0,01059	60,587	119,85	-6477,1	0,598	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	153,6	3147,15	0,505	OK	INT	0,000	345,0	11378	6476,7	1,000	OK
	187,5	1872,9	10,9	-	-	-	-	7964,13	0,235	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	195,0	-3846,1	1587,1	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,631	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,436	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
14	195,0	-3827,0	1580,9	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,628	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	202,5	1857,5	0,6	-	-	-	-	7964,13	0,233	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	210,0	-3934,3	1593,6	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,646	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,437	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

Tabela 109 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso						
		M _{ed} [kN.m]	V _{ed} [kN]	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _a ' [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.
15	210,0	-3789,9	1579,2	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,622	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	217,5	1887,9	0,6	-	-	-	-	7964,13	0,237	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	225,0	-3882,5	1592,9	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,637	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,437	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
16	225,0	-3780,2	1580,7	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,620	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	232,5	1913,6	2,4	-	-	-	-	7964,13	0,240	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	240,0	-3850,7	1591,0	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,632	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,437	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
17	240,0	-3719,9	1577,1	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,610	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,433	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	247,5	1962,0	1,1	-	-	-	-	7964,13	0,246	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	255,0	-3830,0	1594,2	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,628	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,438	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
18	255,0	-3707,8	1580,7	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,608	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,434	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	262,5	2004,2	2,6	-	-	-	-	7964,13	0,252	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	270,0	-3777,5	1590,8	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,620	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,437	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
19	270,0	-3630,5	1577,1	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,596	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,433	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	277,5	2058,0	2,1	-	-	-	-	7964,13	0,258	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	285,0	-3756,8	1596,3	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,616	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,438	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
20	285,0	-3621,3	1583,7	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,594	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,435	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	292,5	2127,2	3,4	-	-	-	-	7964,13	0,267	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	300,0	-3667,6	1589,0	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,602	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,436	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
21	300,0	-3632,7	1586,6	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,596	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,436	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	307,5	2183,9	1,5	-	-	-	-	7964,13	0,274	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	N/A
	315,0	-3652,8	1595,1	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,599	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,438	OK	N/A	-	-	-	-	-	N/A

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

Tabela 110 - Resistência das secções transversais da longarina secundária ferroviária nº2

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		As, min de Tração Banzo Betão				Momento Fletor			Encurvadura por Corte					Esforço Transverso					Interação Momento-Esforço Transverso							
		M _{ed}	V _{ed}	K _c	ρ	A _{s,min} [cm ²]	A _{s,eff} [cm ²]	M _{pl,Rd} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,Rd}	Verif.	h _w /t _w	η	72ε	72ε/ η	V _{bw,Rd} [kN]	h _w *t _w [cm ²]	A _v [cm ²]	V _{pl,a,Rd} [kN]	V _{ed} / V _{pl,a,Rd}	Verif.	M-V	ρ	(1-ρ) f _y	F _a ' [kN]	M _{pl,int} [kN.m]	M _{ed} / M _{pl,int}	Verif.	
		[kN.m]	[kN]																									
22	315,0	-3620,1	1592,9	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,594	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,437	OK	N/A	-	-	-	-	-	-	N/A
	322,5	2327,1	50,4	-	-	-	-	7964,13	0,292	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	-	-	-	-	N/A	N/A	-	-	-	-	-	-	N/A
	330,0	-3691,2	1623,0	0,828	0,01059	60,587	65,519	-6094,6	0,606	OK	44,86	1,2	59,4	49,5	N/A	153,6	177,7	3642,72	0,446	OK	N/A	-	-	-	-	-	-	N/A

N/A - Não se aplica no caso; INT - Existe Interação; Verif. - Verificação;

III.1.5.4. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA LATERAL

Tabela 111 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº2 do ELU

N° da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		Momento Crítico											Coeficiente de Redução para Esbelteza Normalizada														$\chi_{OT}^{*}\alpha_{ult,k}$ / γ_{M1}	Verif.
		N _{ed} [kN]	M _{ed} [kN.m]	C ₄	I _{at} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I _{afz} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I ₂ [10 ⁻⁴ m ⁴]	K ₁ [kN/rad]	K ₂ [kN/rad]	K _S [kN/rad]	e [m]	ix ² [m ²]	k _c	M _{cr} [kN.m]	M _{crk} [kN.m]	N _{cr} [kN]	N _{crk} [kN]	$\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{ult,k}$	λ_{op}	Coef. Red. Comp.			Coef. Red. Flexão			χ_{OT}			
																					α	Φ	χ	α_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}				
1	0,0	1554,5	-3961,0	21,26	1,22	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,46	0,14	3,12	56704,91	5775,1	1122465	37350	14,04	1,37	0,313	0,34	0,57	0,959	0,34	0,57	0,959	0,96	1,199	OK	
	15,0	1554,5	-2817,8	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	19,70	1,88	0,309	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,642	OK	
2	15,0	3289,6	-3747,1	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,57	1,35	0,305	0,34	0,56	0,962	0,34	0,56	0,962	0,96	1,182	OK	
	30,0	3289,6	-3801,8	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,37	1,33	0,305	0,34	0,56	0,962	0,34	0,56	0,962	0,96	1,167	OK	
3	30,0	4603,9	-3775,4	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,21	1,28	0,300	0,34	0,56	0,964	0,34	0,56	0,964	0,96	1,122	OK	
	45,0	4603,9	-3755,5	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,28	1,29	0,300	0,34	0,56	0,964	0,34	0,56	0,964	0,96	1,127	OK	
4	45,0	5472,0	-3808,5	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,93	1,23	0,298	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,96	1,083	OK	
	60,0	5472,0	-3740,9	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,17	1,25	0,297	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,97	1,099	OK	
5	60,0	5899,1	-3809,2	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,85	1,22	0,296	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,97	1,068	OK	
	75,0	5899,1	-3782,6	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,94	1,22	0,296	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,97	1,074	OK	
6	75,0	6025,8	-3835,2	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,75	1,21	0,296	0,34	0,56	0,966	0,34	0,56	0,966	0,97	1,058	OK	
	90,0	6025,8	-3765,9	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,98	1,22	0,296	0,34	0,56	0,966	0,34	0,56	0,966	0,97	1,074	OK	
7	90,0	5942,0	-3833,6	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,77	1,21	0,296	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,97	1,061	OK	
	105,0	5942,0	-3805,3	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,86	1,22	0,296	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,97	1,068	OK	
8	105,0	5787,9	-3852,2	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,73	1,21	0,297	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,97	1,062	OK	
	120,0	5787,9	-3785,5	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,96	1,23	0,297	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,97	1,077	OK	
9	120,0	5624,6	-3906,4	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,58	1,20	0,298	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,96	1,055	OK	
	135,0	5624,6	-3804,0	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,92	1,23	0,297	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,97	1,079	OK	
10	135,0	5491,6	-3817,1	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,90	1,23	0,298	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,96	1,080	OK	
	150,0	5491,6	-3842,5	21,26	1,09	7,87	2,15	9315,30	422,30	403,98	0,91	0,14	2,31	42268,29	6715,2	1071397	39213	10,41	1,40	0,367	0,34	0,60	0,939	0,34	0,60	0,939	0,94	1,198	OK	

Coef. Red. Comp. - Coeficiente de redução de vido à compressão; Coef. Red Flex. - Coeficiente de redução de vido à flexão;

Tabela 112 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº2 do ELU

N° da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		Momento Crítico										Coeficiente de Redução para Esbelteza Normalizada														$\chi_{OT}^{*}\alpha_{ult,k}$ / γ_{M1}	Verif.
		N _{ed} [kN]	M _{ed} [kN.m]	C ₄	I _{at} [10 ⁻⁶ m ⁴]	I _{afz} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I ₂ [10 ⁻⁴ m ⁴]	K ₁ [kN/rad]	K ₂ [kN/rad]	K _S [kN/rad]	e [m]	ix ² [m ²]	k _c	M _{cr} [kN.m]	M _{crk} [kN.m]	N _{cr} [kN]	N _{crk} [kN]	$\alpha_{cr,op}$	$\alpha_{ult,k}$	λ_{op}	Coef. Red. Comp.			Coef. Red. Flexão			χ_{OT}		
																					α	Φ	χ	α_{LT}	Φ_{LT}	χ_{LT}			
11	150,0	6266,5	-4655,4	21,26	1,09	7,87	2,15	9315,30	422,30	403,98	0,91	0,14	2,31	42268,29	6715,2	1071397	39213	8,62	1,17	0,369	0,34	0,60	0,94	0,34	0,60	0,938	0,94	1,000	OK
	165,0	6266,5	-3751,7	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,98	1,22	0,295	0,34	0,56	0,966	0,34	0,56	0,966	0,97	1,069	OK
12	165,0	6011,0	-3797,9	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,87	1,22	0,296	0,34	0,56	0,966	0,34	0,56	0,966	0,97	1,067	OK
	180,0	6011,0	-4571,7	21,26	1,09	7,87	2,15	9315,30	422,30	403,98	0,91	0,14	2,31	42268,29	6715,2	1071397	39213	8,79	1,20	0,369	0,34	0,60	0,938	0,34	0,60	0,938	0,94	1,022	OK
13	180,0	5131,3	-3872,0	21,26	1,09	7,87	2,15	9315,30	422,30	403,98	0,91	0,14	2,31	42268,29	6715,2	1071397	39213	10,37	1,41	0,369	0,34	0,60	0,938	0,34	0,60	0,938	0,94	1,206	OK
	195,0	5131,3	-3846,1	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,87	1,24	0,299	0,34	0,56	0,965	0,34	0,56	0,965	0,96	1,086	OK
14	195,0	4636,2	-3827,0	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,02	1,26	0,300	0,34	0,56	0,964	0,34	0,56	0,964	0,96	1,108	OK
	210,0	4636,2	-3934,3	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,66	1,24	0,301	0,34	0,56	0,964	0,34	0,56	0,964	0,96	1,083	OK
15	210,0	3987,6	-3789,9	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,27	1,30	0,302	0,34	0,56	0,963	0,34	0,56	0,963	0,96	1,142	OK
	225,0	3987,6	-3882,5	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	13,95	1,28	0,303	0,34	0,56	0,963	0,34	0,56	0,963	0,96	1,119	OK
16	225,0	3201,8	-3780,2	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,46	1,34	0,305	0,34	0,56	0,962	0,34	0,56	0,962	0,96	1,176	OK
	240,0	3201,8	-3850,7	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,21	1,32	0,305	0,34	0,56	0,962	0,34	0,56	0,962	0,96	1,157	OK
17	240,0	2758,8	-3719,9	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,77	1,39	0,306	0,34	0,56	0,962	0,34	0,56	0,962	0,96	1,212	OK
	255,0	2758,8	-3830,0	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,37	1,35	0,307	0,34	0,57	0,962	0,34	0,57	0,962	0,96	1,181	OK
18	255,0	2336,8	-3707,8	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,91	1,41	0,308	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,235	OK
	270,0	2336,8	-3777,5	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,64	1,39	0,308	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,214	OK
19	270,0	1842,8	-3630,5	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	15,32	1,47	0,310	0,34	0,57	0,961	0,34	0,57	0,961	0,96	1,282	OK
	285,0	1842,8	-3756,8	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	14,82	1,42	0,310	0,34	0,57	0,960	0,34	0,57	0,960	0,96	1,242	OK
20	285,0	1287,1	-3621,3	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	15,48	1,51	0,312	0,34	0,57	0,960	0,34	0,57	0,960	0,96	1,313	OK
	300,0	1287,1	-3667,6	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	15,29	1,49	0,312	0,34	0,57	0,960	0,34	0,57	0,960	0,96	1,297	OK

Coef. Red. Comp. - Coeficiente de redução de vido à compressão; Coef. Red Flex. - Coeficiente de redução de vido à flexão;

Tabela 113 - Resistência à encurvadura lateral da longarina secundária ferroviária nº2 do ELU

Nº da Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes		Momento Crítico											Coeficiente de Redução para Esbelteza Normalizada														$\chi_{OT}^* \alpha_{ult,k}$ $/\gamma_{M1}$	Verif.
		N _{ed} [kN]	M _{ed} [kN.m]	C ₄	I _{at} [10 ⁻⁶ m ⁴]	I _{afz} [10 ⁻⁵ m ⁴]	I ₂ [10 ⁻⁴ m ⁴]	K ₁ [kN/rad]	K ₂ [kN/rad]	K _S [kN/rad]	e [m]	ix ² [m ²]	k _c	M _{cr} [kN.m]	M _{crk} [kN.m]	N _{cr} [kN]	N _{crk} [kN]	α _{cr,op}	α _{ult,k}	λ _{op}	Coef. Red. Comp.			Coef. Red. Flexão			χ _{OT}			
																					α	Φ	χ	α _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}				
21	300,0	728,4	-3632,7	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	15,6	1,5	0,314	0,34	0,57	0,959	0,34	0,57	0,959	0,96	1,338	OK	
	315,0	728,4	-3652,8	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	15,5	1,5	0,314	0,34	0,57	0,959	0,34	0,57	0,959	0,96	1,331	OK	
22	315,0	246,3	-3620,1	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	15,7	1,6	0,316	0,34	0,57	0,958	0,34	0,57	0,958	0,96	1,369	OK	
	330,0	246,3	-3691,2	21,26	1,12	7,87	1,25	6442,49	422,30	396,32	1,48	0,14	3,14	57133,76	5751,0	1071395	37035	15,4	1,5	0,316	0,34	0,57	0,958	0,34	0,57	0,958	0,96	1,343	OK	

Coef. Red. Comp. - Coeficiente de redução de vido à compressão; Coef. Red Flex. - Coeficiente de redução de vido à flexão;

III.1.6. CARLINGA RODOVIÁRIA

III.1.6.1. CLASSE DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 114 - Classe das secções transversais das carlingas rodoviárias

Nº Carlinga	Vão Longitudinal [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Flexões				
							72E (Classe 1)	Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
		h [mm]	e [mm]	b [mm]				c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
1	0	1200	25	1000	345	0,825	59,42	46,00	Classe 1	38,00	Classe 1
2	7,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
3	22,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
4	37,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
5	52,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
6	67,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
7	82,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
8	97,5	1200	39	1000	345	0,825	59,42	28,77	Classe 1	23,64	Classe 1
9	112,5	1200	39	1000	345	0,825	59,42	28,77	Classe 1	23,64	Classe 1
10	127,5	1200	39	1000	345	0,825	59,42	28,77	Classe 1	23,64	Classe 1
11	142,5	1200	39	1000	345	0,825	59,42	28,77	Classe 1	23,64	Classe 1
12	157,5	1200	39	1000	345	0,825	59,42	28,77	Classe 1	23,64	Classe 1
13	172,5	1200	39	1000	345	0,825	59,42	28,77	Classe 1	23,64	Classe 1
14	187,5	1200	39	1000	345	0,825	59,42	28,77	Classe 1	23,64	Classe 1
15	202,5	1200	39	1000	345	0,825	59,42	28,77	Classe 1	23,64	Classe 1
16	217,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
17	232,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
18	247,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
19	262,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
20	277,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
21	292,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
22	307,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
23	322,5	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1

III.1.6.2. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 115 - Resistência das secções transversais da carlinga rodoviária para o ELU

Nº Carlinga	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y [m4]	Wpl,z [m4]	Mpl,y,Rd [kN.m]	Mpl,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd [kN.m]	MN,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd,eff [kN.m]	MN,z,Rd,eff [kN.m]	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]																			
Extr_1	0	177	-823	2592	-4221	2655	-3797	1200	25	1000	345	1075	0,00	0,50	0,44	0,0459	0,0405	15835	13981	21013	17860	15835	13981	1,66	1,66	0,226	OK	1	1	0,538	OK
Extr_2	7,5	2444	872	5840	-6024	6357	-3671	1200	40	1000	345	1696	0,04	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31497	26588	24652	21727	1,66	1,66	0,225	OK	1	1	0,537	OK
Extr_3	22,5	3007	879	7574	-7853	4306	-2003	1200	40	1000	345	1696	0,05	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31180	26321	24652	21727	1,66	1,66	0,216	OK	1	1	0,517	OK
Extr_4	37,5	3204	1448	7549	-7695	1751	-1217	1200	40	1000	345	1696	0,05	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31070	26228	24652	21727	1,67	1,67	0,159	OK	1	1	0,393	OK
Extr_5	52,5	3330	1732	7595	-7719	2151	-1072	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30999	26168	24652	21727	1,67	1,67	0,166	OK	1	1	0,412	OK
Extr_6	67,5	3484	1975	7597	-7693	3657	-2968	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30912	26095	24652	21727	1,67	1,67	0,195	OK	1	1	0,480	OK
Extr_7	82,5	3651	2144	7632	-7691	4736	-4637	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30819	26016	24652	21727	1,67	1,67	0,222	OK	1	1	0,530	OK
Extr_8	97,5	3625	2188	7623	-7677	5419	-5697	1200	39	1000	345	1655	0,06	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30069	25395	24080	21225	1,67	1,67	0,260	OK	1	1	0,587	OK
Extr_9	112,5	3551	1900	7634	-7692	5489	-6467	1200	39	1000	345	1655	0,06	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30110	25430	24080	21225	1,67	1,67	0,287	OK	1	1	0,624	OK
Extr_10	127,5	3179	1392	7597	-8247	5112	-6618	1200	39	1000	345	1655	0,06	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30319	25606	24080	21225	1,67	1,67	0,311	OK	1	1	0,654	OK
Extr_11	142,5	2821	1180	7578	-7729	3924	-5868	1200	39	1000	345	1655	0,05	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30521	25776	24080	21225	1,66	1,66	0,268	OK	1	1	0,597	OK
Extr_12	157,5	267	-670	7345	-9547	1248	-2765	1200	39	1000	345	1655	0,00	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	31957	26989	24080	21225	1,66	1,66	0,249	OK	1	1	0,527	OK
Extr_13	172,5	275	-663	7387	-9725	7888	-7159	1200	39	1000	345	1655	0,00	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	31952	26985	24080	21225	1,66	1,66	0,415	OK	1	1	0,776	OK
Extr_14	187,5	3064	1632	7584	-7687	11143	-9832	1200	39	1000	345	1655	0,05	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30384	25661	24080	21225	1,67	1,67	0,491	OK	1	1	0,844	OK
Extr_15	202,5	3757	1985	7596	-8174	12019	-10834	1200	39	1000	345	1655	0,07	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	29994	25332	24080	21225	1,67	1,67	0,552	OK	1	1	0,906	OK
Extr_16	217,5	4049	2157	7613	-7638	11735	-10679	1200	40	1000	345	1696	0,07	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30595	25828	24652	21727	1,67	1,67	0,499	OK	1	1	0,850	OK
Extr_17	232,5	3928	2094	7589	-7667	10941	-10157	1200	40	1000	345	1696	0,07	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30663	25885	24652	21727	1,67	1,67	0,461	OK	1	1	0,815	OK
Extr_18	247,5	3879	2083	7589	-7666	9697	-9029	1200	40	1000	345	1696	0,07	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30691	25908	24652	21727	1,67	1,67	0,403	OK	1	1	0,757	OK
Extr_19	262,5	3631	1928	7563	-7694	8267	-7932	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30830	26026	24652	21727	1,67	1,67	0,343	OK	1	1	0,693	OK
Extr_20	277,5	3349	1736	7555	-7715	6530	-6349	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30989	26159	24652	21727	1,67	1,67	0,279	OK	1	1	0,614	OK
Extr_21	292,5	2898	1462	7536	-7715	4601	-5023	1200	40	1000	345	1696	0,05	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31242	26373	24652	21727	1,66	1,66	0,232	OK	1	1	0,544	OK
Extr_22	307,5	2485	1179	7529	-7759	2720	-3236	1200	40	1000	345	1696	0,04	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31474	26569	24652	21727	1,66	1,66	0,188	OK	1	1	0,464	OK
Extr_23	322,5	2031	887	7538	-7686	1316	-1931	1200	40	1000	345	1696	0,03	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31729	26784	24652	21727	1,66	1,66	0,162	OK	1	1	0,401	OK

Tabela 116 - Resistência das secções transversais da carlinga rodoviária para o ELU

Nº Carlinga	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y	Wpl,z	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	MN,y,Rd	MN,z,Rd	MN,y,Rd,eff	MN,z,Rd,eff	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]				[m4]	[m4]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]								
Long.Sec_1	0	176	-823	1138	3003	2061	-3216	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32771	27664	24652	21727	1,66	1,66	0,072	OK	1	1	0,270	OK
Long.Sec_2	7,5	2444	872	5840	3050	521	-2710	1200	40	1000	345	1696	0,04	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31497	26588	24652	21727	1,66	1,66	0,123	OK	1	1	0,362	OK
Long.Sec_3	22,5	3007	879	7574	3493	132	-2003	1200	40	1000	345	1696	0,05	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31180	26321	24652	21727	1,66	1,66	0,159	OK	1	1	0,399	OK
Long.Sec_4	37,5	3204	1448	7549	3452	-183	-1217	1200	40	1000	345	1696	0,05	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31070	26228	24652	21727	1,67	1,67	0,148	OK	1	1	0,362	OK
Long.Sec_5	52,5	3330	1732	7595	3437	186	-511	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30999	26168	24652	21727	1,67	1,67	0,143	OK	1	1	0,332	OK
Long.Sec_6	67,5	3484	1975	7597	3424	964	-639	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30912	26095	24652	21727	1,67	1,67	0,146	OK	1	1	0,353	OK
Long.Sec_7	82,5	3651	2144	7632	3355	1777	-655	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30819	26016	24652	21727	1,67	1,67	0,157	OK	1	1	0,391	OK
Long.Sec_8	97,5	3625	2188	7623	3251	2179	-552	1200	39	1000	345	1655	0,06	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30069	25395	24080	21225	1,67	1,67	0,169	OK	1	1	0,419	OK
Long.Sec_9	112,5	3551	1900	7634	3072	2551	-324	1200	39	1000	345	1655	0,06	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30110	25430	24080	21225	1,67	1,67	0,177	OK	1	1	0,437	OK
Long.Sec_10	127,5	3179	1392	7597	2873	2548	-105	1200	39	1000	345	1655	0,06	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30319	25606	24080	21225	1,67	1,67	0,176	OK	1	1	0,436	OK
Long.Sec_11	142,5	2815	1180	7578	3039	2064	74	1200	39	1000	345	1655	0,05	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30524	25779	24080	21225	1,66	1,66	0,167	OK	1	1	0,412	OK
Long.Sec_12	157,5	253	-670	7345	4252	1126	-200	1200	39	1000	345	1655	0,00	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	31965	26996	24080	21225	1,66	1,66	0,147	OK	1	1	0,358	OK
Long.Sec_13	172,5	260	-663	7387	4371	168	-2295	1200	39	1000	345	1655	0,00	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	31960	26992	24080	21225	1,66	1,66	0,166	OK	1	1	0,415	OK
Long.Sec_14	187,5	3058	1632	7584	3133	-115	-3647	1200	39	1000	345	1655	0,05	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	30387	25664	24080	21225	1,67	1,67	0,199	OK	1	1	0,487	OK
Long.Sec_15	202,5	3757	1985	7596	2900	-49	-4241	1200	39	1000	345	1655	0,07	0,50	0,43	0,0698	0,0615	24080	21225	29994	25332	24080	21225	1,67	1,67	0,214	OK	1	1	0,515	OK
Long.Sec_16	217,5	4049	2157	7613	3083	-35	-4315	1200	40	1000	345	1696	0,07	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30595	25828	24652	21727	1,67	1,67	0,208	OK	1	1	0,507	OK
Long.Sec_17	232,5	3928	2094	7589	3236	4	-3999	1200	40	1000	345	1696	0,07	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30663	25885	24652	21727	1,67	1,67	0,199	OK	1	1	0,492	OK
Long.Sec_18	247,5	3879	2083	7589	3365	37	-3716	1200	40	1000	345	1696	0,07	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30691	25908	24652	21727	1,67	1,67	0,193	OK	1	1	0,479	OK
Long.Sec_19	262,5	3631	1928	7563	3429	143	-3137	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30830	26026	24652	21727	1,67	1,67	0,179	OK	1	1	0,451	OK
Long.Sec_20	277,5	3349	1736	7555	3498	237	-2802	1200	40	1000	345	1696	0,06	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	30989	26159	24652	21727	1,67	1,67	0,172	OK	1	1	0,435	OK
Long.Sec_21	292,5	2898	1462	7536	3516	476	-1928	1200	40	1000	345	1696	0,05	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31242	26373	24652	21727	1,66	1,66	0,157	OK	1	1	0,394	OK
Long.Sec_22	307,5	2485	1179	7529	3578	608	-1617	1200	40	1000	345	1696	0,04	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31474	26569	24652	21727	1,66	1,66	0,152	OK	1	1	0,380	OK
Long.Sec_23	322,5	2031	887	7538	3580	1056	-791	1200	40	1000	345	1696	0,03	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31729	26784	24652	21727	1,66	1,66	0,146	OK	1	1	0,354	OK

Tabela 117 - Resistência das secções transversais da carlinga rodoviária para o ELU

Nº Carlinga	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação	Avz	Vpl,Rd,y	Verificação
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,z	[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,y			
Extr_1	0	177	-823	1158	-1210	960	-1082	2592	-4221	2655	-3797	1200	25	1000	345	1075	15835	13981	37088	0,560 OK	586,4	11680	### OK	488,6	9733	4866	OK		
Extr_2	7,5	2444	872	1790	-1428	2281	-2304	5840	-6024	6357	-3671	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,537 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_3	22,5	3007	879	1227	-977	2891	-2893	7574	-7853	4306	-2003	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,517 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_4	37,5	3204	1448	671	-668	2874	-2872	7549	-7695	1751	-1217	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,393 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_5	52,5	3330	1732	283	-486	2871	-2871	7595	-7719	2151	-1072	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,412 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_6	67,5	3484	1975	358	-741	2873	-2873	7597	-7693	3657	-2968	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,480 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_7	82,5	3651	2144	374	-888	2872	-2872	7632	-7691	4736	-4637	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,530 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_8	97,5	3625	2188	444	-1037	2873	-2873	7623	-7677	5419	-5697	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,587 OK	902,8	17983	8991 OK	752,3	14986	7493	OK		
Extr_9	112,5	3551	1900	614	-1251	2871	-2871	7634	-7692	5489	-6467	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,624 OK	902,8	17983	8991 OK	752,3	14986	7493	OK		
Extr_10	127,5	3179	1392	699	-1342	2872	-2872	7597	-8247	5112	-6618	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,654 OK	902,8	17983	8991 OK	752,3	14986	7493	OK		
Extr_11	142,5	2821	1180	784	-1349	2871	-2871	7578	-7729	3924	-5868	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,597 OK	902,8	17983	8991 OK	752,3	14986	7493	OK		
Extr_12	157,5	267	-670	669	-894	2884	-2884	7345	-9547	1248	-2765	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,538 OK	902,8	17983	8991 OK	752,3	14986	7493	OK		
Extr_13	172,5	275	-663	1541	-445	2877	-2877	7387	-9725	7888	-7159	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,787 OK	902,8	17983	8991 OK	752,3	14986	7493	OK		
Extr_14	187,5	3064	1632	2018	-527	2873	-2873	7584	-7687	11143	-9832	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,844 OK	902,8	17983	8991 OK	752,3	14986	7493	OK		
Extr_15	202,5	3757	1985	2069	-524	2872	-2872	7596	-8174	12019	-10834	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,906 OK	902,8	17983	8991 OK	752,3	14986	7493	OK		
Extr_16	217,5	4049	2157	1968	-492	2872	-2872	7613	-7638	11735	-10679	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,850 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_17	232,5	3928	2094	1795	-403	2873	-2873	7589	-7667	10941	-10157	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,815 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_18	247,5	3879	2083	1573	-391	2872	-2872	7589	-7666	9697	-9029	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,757 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_19	262,5	3631	1928	1336	-344	2872	-2872	7563	-7694	8267	-7932	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,693 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_20	277,5	3349	1736	1036	-367	2872	-2872	7555	-7715	6530	-6349	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,614 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_21	292,5	2898	1462	849	-259	2871	-2871	7536	-7715	4601	-5023	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,544 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_22	307,5	2485	1179	546	-336	2875	-2875	7529	-7759	2720	-3236	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,464 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		
Extr_23	322,5	2031	887	550	-550	2870	-2870	7538	-7686	1316	-1931	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,401 OK	925,1	18427	9213 OK	770,9	15355	7678	OK		

Tabela 118 - Resistência das secções transversais da carlinga rodoviária para o ELU

Nº Carlinga	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação 50%Vpl,Rd,z	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação 50%Vpl,Rd,y			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]		[cm2]	[kN]				
Long.Sec_1	0	176	-823	399	-1210	960	-960	1138	3003	2061	-3216	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,284	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_2	7,5	2444	872	741	-1428	1859	-1859	5840	3050	521	-2710	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,362	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_3	22,5	3007	879	307	-977	2448	-2448	7574	3493	132	-2003	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,399	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_4	37,5	3204	1448	-97	-668	2427	-2427	7549	3452	-183	-1217	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,362	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_5	52,5	3330	1732	-171	-486	2426	-2426	7595	3437	186	-511	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,332	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_6	67,5	3484	1975	64	-741	2428	-2428	7597	3424	964	-639	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,353	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_7	82,5	3651	2144	341	-888	2427	-2427	7632	3355	1777	-655	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,391	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_8	97,5	3625	2188	444	-961	2428	-2428	7623	3251	2179	-552	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,419	OK	902,8	17983	8991	OK	752,3	14986	7493	OK
Long.Sec_9	112,5	3551	1900	614	-904	2426	-2426	7634	3072	2551	-324	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,437	OK	902,8	17983	8991	OK	752,3	14986	7493	OK
Long.Sec_10	127,5	3179	1392	699	-801	2427	-2427	7597	2873	2548	-105	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,436	OK	902,8	17983	8991	OK	752,3	14986	7493	OK
Long.Sec_11	142,5	2815	1180	784	-635	2426	-2426	7578	3039	2064	74	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,412	OK	902,8	17983	8991	OK	752,3	14986	7493	OK
Long.Sec_12	157,5	253	-670	669	-329	2439	-2439	7345	4252	1126	-200	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,370	OK	902,8	17983	8991	OK	752,3	14986	7493	OK
Long.Sec_13	172,5	260	-663	1262	-445	2432	-2432	7387	4371	168	-2295	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,427	OK	902,8	17983	8991	OK	752,3	14986	7493	OK
Long.Sec_14	187,5	3058	1632	1535	-527	2428	-2428	7584	3133	-115	-3647	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,487	OK	902,8	17983	8991	OK	752,3	14986	7493	OK
Long.Sec_15	202,5	3757	1985	1638	-524	2427	-2427	7596	2900	-49	-4241	1200	39	1000	345	1655	24080	21225	57103	0,515	OK	902,8	17983	8991	OK	752,3	14986	7493	OK
Long.Sec_16	217,5	4049	2157	1581	-492	2426	-2426	7613	3083	-35	-4315	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,507	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_17	232,5	3928	2094	1514	-403	2427	-2427	7589	3236	4	-3999	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,492	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_18	247,5	3879	2083	1327	-391	2427	-2427	7589	3365	37	-3716	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,479	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_19	262,5	3631	1928	1209	-344	2427	-2427	7563	3429	143	-3137	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,451	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_20	277,5	3349	1736	952	-367	2427	-2427	7555	3498	237	-2802	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,435	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_21	292,5	2898	1462	849	-230	2426	-2426	7536	3516	476	-1928	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,394	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_22	307,5	2485	1179	546	-250	2430	-2430	7529	3578	608	-1617	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,380	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Long.Sec_23	322,5	2031	887	550	-315	2425	-2425	7538	3580	1056	-791	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,354	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK

III.1.6.2. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA

Tabela 119 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas rodoviárias para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz	NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz	Kyy			Kzz	Kzy	Kyz	
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx				Mín	λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ													xz
Extr_1	0	177	-823	2592	-4221	2655	-3797	37088	15835	13981	77,5	0,39	0,21	0,59	0,96	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,61	0,59	1	-0,54	0,53	0,59	0,53	0,36	0,32	0,27	0,24
L.S._1	0	176	-823	1138	3003	2061	-3216																									
Extr_2	7,5	2444	872	5840	-6024	6357	-3671	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,97	0,88	1	-0,14	0,40	0,88	0,40	0,53	0,24	0,41	0,32
L.S._2	7,5	2444	872	5840	3050	521	-2710																									
Extr_3	22,5	3007	879	7574	-7853	4306	-2003	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,96	0,87	1	-0,07	0,40	0,88	0,40	0,53	0,24	0,40	0,29
L.S._3	22,5	3007	879	7574	3493	132	-2003																									
Extr_4	37,5	3204	1448	7549	-7695	1751	-1217	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,98	0,88	1	-0,15	0,40	0,90	0,40	0,54	0,24	0,39	0,27
L.S._4	37,5	3204	1448	7549	3452	-183	-1217																									
Extr_5	52,5	3330	1732	7595	-7719	2151	-1072	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,98	0,89	1	-0,17	0,40	0,90	0,40	0,54	0,24	0,41	0,31
L.S._5	52,5	3330	1732	7595	3437	186	-511																									
Extr_6	67,5	3484	1975	7597	-7693	3657	-2968	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,99	0,89	1	-0,32	0,40	0,90	0,40	0,54	0,24	0,44	0,35
L.S._6	67,5	3484	1975	7597	3424	964	-639																									
Extr_7	82,5	3651	2144	7632	-7691	4736	-4637	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,99	0,89	1	-0,38	0,41	0,91	0,41	0,54	0,24	0,45	0,37
L.S._7	82,5	3651	2144	7632	3355	1777	-655																									
Extr_8	97,5	3625	2188	7623	-7677	5419	-5697	57103	24080	21225	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,99	0,89	1	-0,38	0,41	0,91	0,41	0,54	0,24	0,47	0,40
L.S._8	97,5	3625	2188	7623	3251	2179	-552																									
Extr_9	112,5	3551	1900	7634	-7692	5489	-6467	57103	24080	21225	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,99	0,89	1	-0,39	0,42	0,91	0,42	0,54	0,25	0,50	0,42
L.S._9	112,5	3551	1900	7634	3072	2551	-324																									
Extr_10	127,5	3179	1392	7597	-8247	5112	-6618	57103	24080	21225	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,92	0,84	1	-0,38	0,41	0,85	0,41	0,51	0,24	0,47	0,39
L.S._10	127,5	3179	1392	7597	2873	2548	-105																									
Extr_11	142,5	2821	1180	7578	-7729	3924	-5868	57103	24080	21225	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,98	0,88	1	-0,35	0,40	0,89	0,40	0,54	0,24	0,52	0,41
L.S._11	142,5	2815	1180	7578	3039	2064	74																									

Tabela 120 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas rodoviárias para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψ_y	$\alpha_{s,y}$	Cmy	Ψ_z	$\alpha_{s,z}$	Cmz			Kyy	Kzz	Kzy	Kyz
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ_1	/ λ	α	φ	xy	λ_1	/ λ	α	φ	xz												
Extr_12	157,5	267	-670	7345	-9547	1248	-2765	57103	24080	21225	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,77	0,72	1	-0,41	0,43	0,72	0,43	0,43	0,26	0,42	0,35
L.S._12	157,5	253	-670	7345	4252	1126	-200																									
Extr_13	172,5	275	-663	7387	-9725	7888	-7159	57103	24080	21225	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,76	0,71	1	-0,02	0,40	0,71	0,40	0,43	0,24	0,50	0,45
L.S._13	172,5	260	-663	7387	4371	168	-2295																									
Extr_14	187,5	3064	1632	7584	-7687	11143	-9832	57103	24080	21225	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,99	0,89	1	-0,01	0,40	0,90	0,40	0,54	0,24	0,55	0,50
L.S._14	187,5	3058	1632	7584	3133	-115	-3647																									
Extr_15	202,5	3757	1985	7596	-8174	12019	-10834	57103	24080	21225	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,93	0,84	1	0,00	0,40	0,86	0,40	0,51	0,24	0,52	0,48
L.S._15	202,5	3757	1985	7596	2900	-49	-4241																									
Extr_16	217,5	4049	2157	7613	-7638	11735	-10679	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-1,00	0,90	1	0,00	0,40	0,91	0,40	0,55	0,24	0,52	0,48
L.S._16	217,5	4049	2157	7613	3083	-35	-4315																									
Extr_17	232,5	3928	2094	7589	-7667	10941	-10157	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,99	0,89	1	0,00	0,40	0,91	0,40	0,54	0,24	0,51	0,47
L.S._17	232,5	3928	2094	7589	3236	4	-3999																									
Extr_18	247,5	3879	2083	7589	-7666	9697	-9029	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,99	0,89	1	0,00	0,40	0,91	0,40	0,54	0,24	0,50	0,44
L.S._18	247,5	3879	2083	7589	3365	37	-3716																									
Extr_19	262,5	3631	1928	7563	-7694	8267	-7932	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,98	0,89	1	-0,02	0,40	0,90	0,40	0,54	0,24	0,48	0,41
L.S._19	262,5	3631	1928	7563	3429	143	-3137																									
Extr_20	277,5	3349	1736	7555	-7715	6530	-6349	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,98	0,88	1	-0,04	0,40	0,89	0,40	0,54	0,24	0,45	0,38
L.S._20	277,5	3349	1736	7555	3498	237	-2802																									
Extr_21	292,5	2898	1462	7536	-7715	4601	-5023	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,98	0,88	1	-0,09	0,40	0,89	0,40	0,53	0,24	0,43	0,34
L.S._21	292,5	2898	1462	7536	3516	476	-1928																									
Extr_22	307,5	2485	1179	7529	-7759	2720	-3236	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,97	0,88	1	-0,19	0,40	0,88	0,40	0,53	0,24	0,39	0,30
L.S._22	307,5	2485	1179	7529	3578	608	-1617																									
Extr_23	322,5	2031	887	7538	-7686	1316	-1931	58512	24652	21727	77,5	0,39	0,21	0,60	0,95	77,5	0,19	0,21	0,52	1,00	1	-0,98	0,88	1	-0,55	0,54	0,89	0,54	0,53	0,32	0,40	0,31
L.S._23	322,5	2031	887	7538	3580	1056	-791																									

III.1.7. CARLINGA FERROVIÁRIA

III.1.7.1. CLASSE DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 121 - Classe das secções transversais das carlingas ferroviárias

Nº Longarina	Vão Longitudinal [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Flexões				
							72E (Classe 1)	Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
		h [mm]	e [mm]	b [mm]				c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
1	0	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
2	15	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
3	30	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
4	45	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
5	60	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
6	75	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
7	90	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
8	105	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
9	120	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
10	135	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
11	150	1200	40	1000	345	0,825	59,42	28,00	Classe 1	23,00	Classe 1
12	165	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
13	180	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
14	195	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
15	210	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
16	225	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
17	240	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
18	255	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
19	270	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
20	285	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
21	300	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
22	315	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1
23	330	1200	50	1000	335	0,838	60,30	22,00	Classe 1	18,00	Classe 1

III.1.7.2. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 122 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU

Secção	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h [mm]	e [mm]	b [mm]	fy [Mpa]	Área,eff [cm2]	n	aw	af	Wpl,y [m4]	Wpl,z [m4]	Mpl,y,Rd [kN.m]	Mpl,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd [kN.m]	MN,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd,eff [kN.m]	MN,z,Rd,eff [kN.m]	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín																								
Extr_1	0	0	0	9434	-11179	4631	-3535	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,346	OK	1	1	0,667	OK
Extr_2	15	-931	-2737	6482	-9700	5856	-4414	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,326	OK	1	1	0,663	OK
Extr_3	30	-905	-2696	6526	-9103	3537	-1588	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,240	OK	1	1	0,532	OK
Extr_4	45	-922	-2681	6606	-8934	1992	-771	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,204	OK	1	1	0,454	OK
Extr_5	60	-926	-2671	6612	-8997	3743	-1816	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,242	OK	1	1	0,537	OK
Extr_6	75	-953	-2638	6653	-8894	5783	-4148	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,295	OK	1	1	0,627	OK
Extr_7	90	-995	-2623	6646	-8953	7210	-5652	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,346	OK	1	1	0,695	OK
Extr_8	105	-1011	-2623	6655	-8892	8074	-6882	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,377	OK	1	1	0,732	OK
Extr_9	120	-1042	-2628	6763	-9720	8196	-6874	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,412	OK	1	1	0,772	OK
Extr_10	135	-1066	-2685	6972	-10181	7315	-6167	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,395	OK	1	1	0,750	OK
Extr_11	150	-796	-2336	6349	-9240	5814	-5192	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,308	OK	1	1	0,642	OK
Extr_12	165	9519	3894	13140	-20620	5265	-6147	1200	50	1000	335	2100	0,14	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	33868	28457	29375	25858	1,70	1,70	0,636	OK	1	1	0,940	OK
Extr_13	180	-854	-2536	6403	-9733	14613	-14971	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,563	OK	1	1	0,910	OK
Extr_14	195	-1045	-2642	6716	-9696	15269	-16200	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,619	OK	1	1	0,957	OK
Extr_15	210	-1027	-2601	6754	-9671	15596	-16450	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,630	OK	1	1	0,965	OK
Extr_16	225	-1006	-2610	6653	-8914	15145	-16837	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,629	OK	1	1	0,955	OK
Extr_17	240	-994	-2595	6627	-8956	13707	-15971	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,589	OK	1	1	0,923	OK
Extr_18	255	-984	-2608	6630	-8915	11986	-14529	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,522	OK	1	1	0,865	OK
Extr_19	270	-970	-2609	6584	-8995	9782	-12670	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,446	OK	1	1	0,796	OK
Extr_20	285	-991	-2643	6574	-8949	7530	-10361	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,358	OK	1	1	0,705	OK
Extr_21	300	-986	-2664	6503	-9077	5177	-7471	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,270	OK	1	1	0,598	OK
Extr_22	315	-1011	-2712	6466	-9256	2777	-4291	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,198	OK	1	1	0,481	OK
Extr_23	330	-1075	-2810	6319	-9327	785	-785	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,152	OK	1	1	0,348	OK

Tabela 123 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU

Secção	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y	Wpl,z	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	MN,y,Rd	MN,z,Rd	MN,y,Rd,eff	MN,z,Rd,eff	α	β	Verificação		α	β	Verificação	
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]				[m4]	[m4]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]								
L.S.1_1	0	0	0	1030	3003	2094	-2904	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,066	OK	1	1	0,255	OK
L.S.1_2	15	-933	-2738	12959	1427	1425	-2625	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,374	OK	1	1	0,646	OK
L.S.1_3	30	-907	-2697	12860	1340	562	-2072	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,360	OK	1	1	0,617	OK
L.S.1_4	45	-925	-2682	12956	1448	231	-1140	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,351	OK	1	1	0,578	OK
L.S.1_5	60	-928	-2672	12975	1449	1187	-977	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,353	OK	1	1	0,581	OK
L.S.1_6	75	-955	-2638	13008	1495	2260	-1218	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,369	OK	1	1	0,632	OK
L.S.1_7	90	-996	-2623	13013	1355	2914	-1295	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,382	OK	1	1	0,662	OK
L.S.1_8	105	-1011	-2623	13015	1155	3406	-1271	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,392	OK	1	1	0,685	OK
L.S.1_9	120	-1044	-2628	12961	498	3231	-1243	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,386	OK	1	1	0,674	OK
L.S.1_10	135	-1074	-2685	12962	258	2631	-1126	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,374	OK	1	1	0,647	OK
L.S.1_11	150	-813	-2335	12583	1253	921	-891	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,333	OK	1	1	0,553	OK
L.S.1_12	165	9520	3894	14300	794	672	-2602	1200	50	1000	335	2100	0,14	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	33867	28457	29375	25858	1,70	1,70	0,316	OK	1	1	0,587	OK
L.S.1_13	180	-872	-2536	12598	1225	527	-6442	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,345	OK	1	1	0,678	OK
L.S.1_14	195	-1052	-2642	12976	554	794	-7843	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,396	OK	1	1	0,745	OK
L.S.1_15	210	-1028	-2601	13001	522	1055	-8257	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,409	OK	1	1	0,762	OK
L.S.1_16	225	-1007	-2609	13017	1383	1144	-8223	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,408	OK	1	1	0,761	OK
L.S.1_17	240	-996	-2594	12998	1391	1353	-7598	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,389	OK	1	1	0,736	OK
L.S.1_18	255	-986	-2608	12989	1480	1571	-6787	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,367	OK	1	1	0,705	OK
L.S.1_19	270	-973	-2609	12952	1440	1801	-5622	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,336	OK	1	1	0,658	OK
L.S.1_20	285	-994	-2643	12923	1427	1887	-4422	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,309	OK	1	1	0,611	OK
L.S.1_21	300	-990	-2665	12865	1360	1654	-3029	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,282	OK	1	1	0,555	OK
L.S.1_22	315	-1016	-2713	12861	1294	1328	-1703	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,265	OK	1	1	0,504	OK
L.S.1_23	330	-1081	-2812	12678	1147	757	-757	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,251	OK	1	1	0,461	OK

Tabela 124 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU

Secção	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y	Wpl,z	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	MN,y,Rd	MN,z,Rd	MN,y,Rd,eff	MN,z,Rd,eff	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]				[m4]	[m4]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]								
L.S.2_1	0	0	0	892	-1010	2089	-2897	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,040	OK	1	1	0,174	OK
L.S.2_2	15	-936	-2738	12959	3457	1527	-2682	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,375	OK	1	1	0,649	OK
L.S.2_3	30	-911	-2698	12860	3410	588	-2086	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,360	OK	1	1	0,618	OK
L.S.2_4	45	-928	-2682	12959	3505	-220	-1195	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,352	OK	1	1	0,581	OK
L.S.2_5	60	-931	-2672	12976	3521	71	-1495	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,356	OK	1	1	0,595	OK
L.S.2_6	75	-958	-2638	13009	3553	827	-1998	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,365	OK	1	1	0,620	OK
L.S.2_7	90	-998	-2623	13014	3565	1234	-2326	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,371	OK	1	1	0,635	OK
L.S.2_8	105	-1012	-2623	13015	3575	1557	-2394	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,372	OK	1	1	0,638	OK
L.S.2_9	120	-1043	-2628	12961	3411	1399	-2311	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,368	OK	1	1	0,632	OK
L.S.2_10	135	-1071	-2685	12963	3318	1082	-1861	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,361	OK	1	1	0,611	OK
L.S.2_11	150	-807	-2335	12583	3224	190	-889	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,332	OK	1	1	0,551	OK
L.S.2_12	165	9520	3894	13945	-338	1702	-1181	1200	50	1000	335	2100	0,14	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	33867	28457	29375	25858	1,70	1,70	0,293	OK	1	1	0,541	OK
L.S.2_13	180	-865	-2536	12598	3151	2916	-2522	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,272	OK	1	1	0,542	OK
L.S.2_14	195	-1049	-2642	12976	3452	3949	-3286	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,302	OK	1	1	0,594	OK
L.S.2_15	210	-1027	-2601	13001	3418	4454	-3409	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,312	OK	1	1	0,615	OK
L.S.2_16	225	-1007	-2609	13017	3559	4553	-3337	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,315	OK	1	1	0,619	OK
L.S.2_17	240	-998	-2594	12998	3546	4558	-2946	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,314	OK	1	1	0,619	OK
L.S.2_18	255	-989	-2608	12989	3540	4395	-2542	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,311	OK	1	1	0,612	OK
L.S.2_19	270	-977	-2609	12952	3510	4123	-1984	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,304	OK	1	1	0,600	OK
L.S.2_20	285	-998	-2643	12923	3483	3652	-1512	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,295	OK	1	1	0,581	OK
L.S.2_21	300	-995	-2665	12865	3427	2816	-1043	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,279	OK	1	1	0,547	OK
L.S.2_22	315	-1022	-2714	12861	3289	1879	-712	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,267	OK	1	1	0,510	OK
L.S.2_23	330	-1088	-2813	12678	3234	754	-753	1200	50	1000	335	2100	0,00	0,50	0,43	0,0877	0,0772	29375	25858	39167	32910	29375	25858	1,66	1,66	0,251	OK	1	1	0,461	OK

Tabela 125 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU

Secção	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,z	[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,y			
Extr_1	0	0	0	1930	-1791	6371	-6371	9434	-11179	4631	-3535	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,667	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_2	15	-931	-2737	2459	-2027	6877	-6877	6482	-9700	5856	-4414	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,710	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_3	30	-905	-2696	1675	-1580	6693	-6693	6526	-9103	3537	-1588	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,578	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_4	45	-922	-2681	827	-849	6698	-6698	6606	-8934	1992	-771	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,500	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_5	60	-926	-2671	768	-1200	6714	-6714	6612	-8997	3743	-1816	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,583	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_6	75	-953	-2638	969	-1743	6700	-6700	6653	-8894	5783	-4148	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,672	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_7	90	-995	-2623	1023	-2075	6714	-6714	6646	-8953	7210	-5652	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,740	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_8	105	-1011	-2623	1002	-2285	6701	-6701	6655	-8892	8074	-6882	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,777	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_9	120	-1042	-2628	993	-2372	6703	-6703	6763	-9720	8196	-6874	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,816	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_10	135	-1066	-2685	910	-2244	6727	-6727	6972	-10181	7315	-6167	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,796	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_11	150	-796	-2336	719	-2295	6686	-6686	6349	-9240	5814	-5192	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,682	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
Extr_12	165	9519	3894	1677	-592	8719	-8719	13140	-20620	5265	-6147	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,940	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_13	180	-854	-2536	3867	-364	6709	-6709	6403	-9733	14613	-14971	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,946	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_14	195	-1045	-2642	3841	-630	6730	-6730	6716	-9696	15269	-16200	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,994	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_15	210	-1027	-2601	4060	-849	6710	-6710	6754	-9671	15596	-16450	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	1,002	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_16	225	-1006	-2610	3965	-890	6704	-6704	6653	-8914	15145	-16837	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,992	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_17	240	-994	-2595	3851	-1068	6715	-6715	6627	-8956	13707	-15971	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,959	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_18	255	-984	-2608	3597	-1216	6701	-6701	6630	-8915	11986	-14529	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,902	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_19	270	-970	-2609	3311	-1397	6717	-6717	6584	-8995	9782	-12670	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,833	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_20	285	-991	-2643	2851	-1460	6694	-6694	6574	-8949	7530	-10361	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,743	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_21	300	-986	-2664	2174	-1256	6718	-6718	6503	-9077	5177	-7471	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,636	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_22	315	-1011	-2712	1366	-1026	6775	-6775	6466	-9256	2777	-4291	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,520	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
Extr_23	330	-1075	-2810	536	-536	6735	-6735	6319	-9327	785	-785	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,388	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK

Tabela 126 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU

Secção	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação 50%Vpl,Rd,z	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação 50%Vpl,Rd,y			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]		[cm2]	[kN]				
L.S.1_1	0	0	0	818	-824	2429	-2429	1030	3003	2094	-2904	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,255	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_2	15	-933	-2738	904	-993	3447	-3447	12959	1427	1425	-2625	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,693	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_3	30	-907	-2697	312	-740	3376	-3376	12860	1340	562	-2072	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,663	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_4	45	-925	-2682	-102	-568	3372	-3372	12956	1448	231	-1140	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,624	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_5	60	-928	-2672	-207	-845	3380	-3380	12975	1449	1187	-977	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,627	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_6	75	-955	-2638	-69	-1243	3372	-3372	13008	1495	2260	-1218	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,677	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_7	90	-996	-2623	48	-1534	3379	-3379	13013	1355	2914	-1295	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,707	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_8	105	-1011	-2623	87	-1680	3373	-3373	13015	1155	3406	-1271	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,730	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_9	120	-1044	-2628	92	-1658	3374	-3374	12961	498	3231	-1243	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,719	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_10	135	-1074	-2685	75	-1422	3386	-3386	12962	258	2631	-1126	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,693	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_11	150	-813	-2335	154	-813	3370	-3370	12583	1253	921	-891	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,593	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.1_12	165	9520	3894	1178	-109	3518	-3518	14300	794	672	-2602	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,587	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_13	180	-872	-2536	2776	-29	3381	-3381	12598	1225	527	-6442	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,714	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_14	195	-1052	-2642	3242	30	3388	-3388	12976	554	794	-7843	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,783	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_15	210	-1028	-2601	3466	73	3377	-3377	13001	522	1055	-8257	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,799	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_16	225	-1007	-2609	3490	136	3374	-3374	13017	1383	1144	-8223	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,798	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_17	240	-996	-2594	3341	188	3379	-3379	12998	1391	1353	-7598	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,773	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_18	255	-986	-2608	3106	234	3372	-3372	12989	1480	1571	-6787	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,742	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_19	270	-973	-2609	2744	237	3381	-3381	12952	1440	1801	-5622	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,695	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_20	285	-994	-2643	2288	203	3369	-3369	12923	1427	1887	-4422	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,648	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_21	300	-990	-2665	1678	118	3381	-3381	12865	1360	1654	-3029	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,593	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_22	315	-1016	-2713	991	-12	3414	-3414	12861	1294	1328	-1703	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,542	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.1_23	330	-1081	-2812	209	-209	3389	-3389	12678	1147	757	-757	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,501	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK

Tabela 127 - Resistência das secções transversais da carlinga ferroviária para o ELU

Secção	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração				Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY				
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,z	[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,y			
L.S.2_1	0	0	0	514	-51	770	-770	892	-1010	2089	-2897	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,174	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_2	15	-936	-2738	430	-30	205	-205	12959	3457	1527	-2682	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,696	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_3	30	-911	-2698	163	-10	237	-237	12860	3410	588	-2086	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,664	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_4	45	-928	-2682	0	-176	201	-201	12959	3505	-220	-1195	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,626	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_5	60	-931	-2672	1	-535	214	-214	12976	3521	71	-1495	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,641	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_6	75	-958	-2638	1	-828	207	-207	13009	3553	827	-1998	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,665	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_7	90	-998	-2623	1	-1068	311	-311	13014	3565	1234	-2326	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,680	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_8	105	-1012	-2623	1	-1168	384	-384	13015	3575	1557	-2394	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,683	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_9	120	-1043	-2628	1	-1116	587	-587	12961	3411	1399	-2311	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,677	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_10	135	-1071	-2685	1	-827	664	-664	12963	3318	1082	-1861	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,657	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_11	150	-807	-2335	1	-65	324	-324	12583	3224	190	-889	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,591	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
L.S.2_12	165	9520	3894	963	-1	3087	-3087	13945	-338	1702	-1181	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,541	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_13	180	-865	-2536	2100	0	556	-556	12598	3151	2916	-2522	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,578	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_14	195	-1049	-2642	2791	0	569	-569	12976	3452	3949	-3286	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,632	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_15	210	-1027	-2601	3024	0	575	-575	13001	3418	4454	-3409	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,652	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_16	225	-1007	-2609	3037	0	302	-302	13017	3559	4553	-3337	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,656	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_17	240	-998	-2594	2877	0	291	-291	12998	3546	4558	-2946	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,656	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_18	255	-989	-2608	2590	0	120	-120	12989	3540	4395	-2542	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,649	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_19	270	-977	-2609	2194	0	142	-142	12952	3510	4123	-1984	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,637	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_20	285	-998	-2643	1748	0	237	-237	12923	3483	3652	-1512	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,619	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_21	300	-995	-2665	1207	0	151	-151	12865	3427	2816	-1043	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,585	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_22	315	-1022	-2714	672	0	303	-303	12861	3289	1879	-712	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,549	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK
L.S.2_23	330	-1088	-2813	3	-4	224	-224	12678	3234	754	-753	1200	50	1000	335	2100	29375	25858	70350	0,501	OK	1145,5	22155	11077	OK	954,5	18462	9231	OK

III.1.2.2. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA

Tabela 128 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas ferroviárias para o ELU

Secção	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência caracterfstica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão								Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2		
		Fx		My		Mz	NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψy αs,y Cmy Ψz αs,z Cmz												
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx				Mín	λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ							xz						
Extr_1	0	0	0	9434	-11179	4631	-3535																									
L.S.1_1	0	0	0	1030	3003	2094	-2904	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,84	0,78	1,00	-0,59	0,57	0,78	0,57	0,47	0,37		
L.S.2_1	0	0	0	892	-1010	2089	-2897																									
Extr_2	15	-931	-2737	6482	-9700	5856	-4414																									
L.S.1_2	15	-933	-2738	12959	1427	1425	-2625	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,67	0,63	1,00	-0,32	0,40	0,63	0,40	0,38	0,44	0,34	
L.S.2_2	15	-936	-2738	12959	3457	1527	-2682																									
Extr_3	30	-905	-2696	6526	-9103	3537	-1588																									
L.S.1_3	30	-907	-2697	12860	1340	562	-2072	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,72	0,67	1,00	-0,35	0,40	0,67	0,40	0,40	0,43	0,30	
L.S.2_3	30	-911	-2698	12860	3410	588	-2086																									
Extr_4	45	-922	-2681	6606	-8934	1992	-771																									
L.S.1_4	45	-925	-2682	12956	1448	231	-1140	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,74	0,69	1,00	-0,30	0,40	0,69	0,40	0,41	0,42	0,28	
L.S.2_4	45	-928	-2682	12959	3505	-220	-1195																									
Extr_5	60	-926	-2671	6612	-8997	3743	-1816																									
L.S.1_5	60	-928	-2672	12975	1449	1187	-977	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,73	0,69	1,00	-0,65	0,62	0,69	0,62	0,41	0,37	0,47	0,36
L.S.2_5	60	-931	-2672	12976	3521	71	-1495																									
Extr_6	75	-953	-2638	6653	-8894	5783	-4148																									
L.S.1_6	75	-955	-2638	13008	1495	2260	-1218	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,75	0,70	1,00	-0,54	0,54	0,70	0,54	0,42	0,32	0,50	0,40
L.S.2_6	75	-958	-2638	13009	3553	827	-1998																									
Extr_7	90	-995	-2623	6646	-8953	7210	-5652																									
L.S.1_7	90	-996	-2623	13013	1355	2914	-1295	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,74	0,69	1,00	-0,52	0,51	0,69	0,51	0,42	0,31	0,52	0,43
L.S.2_7	90	-998	-2623	13014	3565	1234	-2326																									

Tabela 129 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas ferroviárias para o ELU

Secção	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão								Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2		
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψy αs,y Cmy Ψz αs,z Cmz Kyy Kzz Kzy Kyz											
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz												
Extr_8	105	-1011	-2623	6655	-8892	8074	-6882																									
L.S.1_8	105	-1011	-2623	13015	1155	3406	-1271	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,75	0,70	1,00	-0,49	0,50	0,70	0,50	0,42	0,30	0,53	0,45
L.S.2_8	105	-1012	-2623	13015	3575	1557	-2394																									
Extr_9	120	-1042	-2628	6763	-9720	8196	-6874																									
L.S.1_9	120	-1044	-2628	12961	498	3231	-1243	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,70	0,66	1,00	-0,47	0,48	0,66	0,48	0,39	0,29	0,50	0,43
L.S.2_9	120	-1043	-2628	12961	3411	1399	-2311																									
Extr_10	135	-1066	-2685	6972	-10181	7315	-6167																									
L.S.1_10	135	-1074	-2685	12962	258	2631	-1126	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,68	0,65	1,00	-0,43	0,44	0,65	0,44	0,39	0,26	0,47	0,39
L.S.2_10	135	-1071	-2685	12963	3318	1082	-1861																									
Extr_11	150	-796	-2336	6349	-9240	5814	-5192																									
L.S.1_11	150	-813	-2335	12583	1253	921	-891	58512	24652	21727	77,50	0,25	0,21	0,54	0,99	77,50	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,69	0,65	1,00	-0,18	0,40	0,65	0,40	0,39	0,24	0,44	0,34
L.S.2_11	150	-807	-2335	12583	3224	190	-889																									
Extr_12	165	9519	3894	13140	-20620	5265	-6147																									
L.S.1_12	165	9520	3894	14300	794	672	-2602	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,64	0,61	1,00	-0,11	0,40	0,61	0,40	0,37	0,24	0,60	0,45
L.S.2_12	165	9520	3894	13945	-338	1702	-1181																									
Extr_13	180	-854	-2536	6403	-9733	14613	-14971																									
L.S.1_13	180	-872	-2536	12598	1225	527	-6442	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,66	0,63	1,00	-0,04	0,40	0,63	0,40	0,38	0,24	0,45	0,43
L.S.2_13	180	-865	-2536	12598	3151	2916	-2522																									
Extr_14	195	-1045	-2642	6716	-9696	15269	-16200																									
L.S.1_14	195	-1052	-2642	12976	554	794	-7843	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,69	0,65	1,00	-0,05	0,40	0,65	0,40	0,39	0,24	0,48	0,47
L.S.2_14	195	-1049	-2642	12976	3452	3949	-3286																									

Tabela 130 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas ferroviárias para o ELU

Secção	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão								Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2		
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψy αs,y Cmy Ψz αs,z Cmz						Kyy Kzz Kzy Kyz					
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz												
Extr_15	210	-1027	-2601	6754	-9671	15596	-16450																									
L.S.1_15	210	-1028	-2601	13001	522	1055	-8257	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,70	0,66	1,00	-0,06	0,40	0,66	0,40	0,40	0,24	0,49	0,47
L.S.2_15	210	-1027	-2601	13001	3418	4454	-3409																									
Extr_16	225	-1006	-2610	6653	-8914	15145	-16837																									
L.S.1_16	225	-1007	-2609	13017	1383	1144	-8223	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,75	0,70	1,00	-0,07	0,40	0,70	0,40	0,42	0,24	0,51	0,49
L.S.2_16	225	-1007	-2609	13017	3559	4553	-3337																									
Extr_17	240	-994	-2595	6627	-8956	13707	-15971																									
L.S.1_17	240	-996	-2594	12998	1391	1353	-7598	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,74	0,69	1,00	-0,08	0,40	0,69	0,40	0,42	0,24	0,50	0,47
L.S.2_17	240	-998	-2594	12998	3546	4558	-2946																									
Extr_18	255	-984	-2608	6630	-8915	11986	-14529																									
L.S.1_18	255	-986	-2608	12989	1480	1571	-6787	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,74	0,69	1,00	-0,11	0,40	0,69	0,40	0,42	0,24	0,49	0,45
L.S.2_18	255	-989	-2608	12989	3540	4395	-2542																									
Extr_19	270	-970	-2609	6584	-8995	9782	-12670																									
L.S.1_19	270	-973	-2609	12952	1440	1801	-5622	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,73	0,69	1,00	-0,14	0,40	0,69	0,40	0,41	0,24	0,46	0,42
L.S.2_19	270	-977	-2609	12952	3510	4123	-1984																									
Extr_20	285	-991	-2643	6574	-8949	7530	-10361																									
L.S.1_20	285	-994	-2643	12923	1427	1887	-4422	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,73	0,69	1,00	-0,18	0,40	0,69	0,40	0,41	0,24	0,44	0,38
L.S.2_20	285	-998	-2643	12923	3483	3652	-1512																									
Extr_21	300	-986	-2664	6503	-9077	5177	-7471																									
L.S.1_21	300	-990	-2665	12865	1360	1654	-3029	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,72	0,67	1,00	-0,22	0,40	0,67	0,40	0,40	0,24	0,40	0,32
L.S.2_21	300	-995	-2665	12865	3427	2816	-1043																									

Tabela 131 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das carlingas ferroviárias para o ELU

Secção	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz	NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψy αs,y Cmy Ψz αs,z Cmz						Kyy Kzz Kzy Kyz						
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx				Mín	λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ											xz		
Extr_22	315	-1011	-2712	6466	-9256	2777	-4291	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,70	0,66	1,00	-0,31	0,40	0,66	0,40	0,40	0,24	0,36	0,26
L.S.1_22	315	-1016	-2713	12861	1294	1328	-1703																									
L.S.2_22	315	-1022	-2714	12861	3289	1879	-712																									
Extr_23	330	-1075	-2810	6319	-9327	785	-785	70350	29375	25858	78,65	0,25	0,21	0,54	0,99	78,65	0,09	0,21	0,49	1,00	1,00	-0,68	0,64	1,00	-0,96	0,87	0,64	0,87	0,39	0,52	0,32	0,21
L.S.1_23	330	-1081	-2812	12678	1147	757	-757																									
L.S.2_23	330	-1088	-2813	12678	3234	754	-753																									

III.1.8. DIAGONAL WARREN

III.1.8.1. CLASSE DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 132 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões					
							33E		38E		Eixo de Flexão YY	
		h [mm]	e [mm]	b [mm]			(Classe 1)	(Classe 2)	c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
1	0,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	3,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	7,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
2	7,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	11,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	15,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
3	15,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	18,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	22,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
4	22,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	26,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	30,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
5	30,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	33,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	37,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
6	37,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	41,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	45,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
7	45,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	48,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	52,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
8	52,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	56,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	60,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
9	60,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	63,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	67,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1

Tabela 133 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões					
							33E (Classe 1) 38E (Classe 2)		Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
		h [mm]	e [mm]	b [mm]					c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
10	67,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	71,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	75,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
11	75,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	78,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	82,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
12	82,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	86,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	90,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
13	90,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	93,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	97,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
14	97,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	101,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	105,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
15	105,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	108,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	112,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
16	112,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	116,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	120,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
17	120,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	123,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	127,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
18	127,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	131,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	135,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1

Tabela 134 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões					
							33E (Classe 1) 38E (Classe 2)		Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
		h [mm]	e [mm]	b [mm]					c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
19	135,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	138,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	142,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
20	142,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	146,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	150,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
21	150,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	153,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	157,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
22	157,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	161,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	165,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
23	165,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	168,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	172,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
24	172,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	176,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	180,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
25	180,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	183,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	187,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
26	187,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	191,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	195,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
27	195,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	198,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	202,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1

Tabela 135 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões					
							33E (Classe 1) 38E (Classe 2)		Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
		h [mm]	e [mm]	b [mm]					c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
28	202,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	206,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	210,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
29	210,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	213,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	217,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
30	217,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	221,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	225,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
31	225,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	228,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	232,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
32	232,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	236,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	240,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
33	240,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	243,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	247,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
34	247,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	251,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	255,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
35	255,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	258,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	262,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
36	262,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	266,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	270,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1

Tabela 136 - Classe das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Longarina	Vão [m]	DIMENSÕES GEOMÉTRICAS			fy [Mpa]	ε	Componentes Solicitados com Base nas Compressões					
							33E (Classe 1) 38E (Classe 2)		Eixo de Flexão YY		Eixo de Flexão ZZ	
		h [mm]	e [mm]	b [mm]					c/t	Classe,yy	c/t	Classe,zz
37	270,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	273,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	277,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
38	277,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	281,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	285,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
39	285,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	288,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	292,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
40	292,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	296,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	300,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
41	300,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	303,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	307,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
42	307,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	311,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	315,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
43	315,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	318,75	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	322,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
44	322,50	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	326,25	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1
	330,00	1200	40	1000	345	0,825	27,24	31,36	28,00	Classe 2	23,00	Classe 1

III.1.8.2. RESISTÊNCIA DAS SECÇÕES TRANSVERSAIS

Tabela 137 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y [m4]	Wpl,z [m4]	Mpl,y,Rd [kN.m]	Mpl,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd [kN.m]	MN,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd,eff [kN.m]	MN,z,Rd,eff [kN.m]	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]																			
1	0,00	18222	-24747	2590	-614	2832	-4210	1200	40	1000	345	1696	0,31	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	22633	19106	22633	19106	1,86	1,86	0,077	OK	1	1	0,335	OK
	3,75	18109	-24860	371	-33	200	-1651	1200	40	1000	345	1696	0,31	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	22697	19160	22697	19160	1,86	1,86	0,011	OK	1	1	0,103	OK
	7,50	17995	-24974	91	-2521	1010	-2834	1200	40	1000	345	1696	0,31	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	22761	19214	22761	19214	1,86	1,86	0,045	OK	1	1	0,258	OK
2	7,50	17573	-17003	1358	-1365	-1349	-4439	1200	40	1000	345	1696	0,30	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	22998	19414	22998	19414	1,85	1,85	0,071	OK	1	1	0,288	OK
	11,25	17687	-16889	1593	-952	633	-725	1200	40	1000	345	1696	0,30	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	22934	19360	22934	19360	1,85	1,85	0,009	OK	1	1	0,107	OK
	15,00	17800	-16776	1995	-1129	4800	561	1200	40	1000	345	1696	0,30	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	22870	19306	22870	19306	1,85	1,85	0,087	OK	1	1	0,336	OK
3	15,00	9006	-21514	1382	-605	4128	261	1200	40	1000	345	1696	0,15	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27811	23477	24652	21727	1,71	1,71	0,066	OK	1	1	0,246	OK
	18,75	8892	-21627	267	115	366	-1036	1200	40	1000	345	1696	0,15	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27875	23531	24652	21727	1,70	1,70	0,006	OK	1	1	0,058	OK
	22,50	8779	-21741	207	-1269	-1433	-4343	1200	40	1000	345	1696	0,15	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27938	23584	24652	21727	1,70	1,70	0,071	OK	1	1	0,251	OK
4	22,50	12982	-7784	665	-2281	-1647	-3616	1200	40	1000	345	1696	0,22	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25577	21591	24652	21591	1,76	1,76	0,058	OK	1	1	0,260	OK
	26,25	13095	-7670	901	-607	596	-949	1200	40	1000	345	1696	0,22	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25513	21537	24652	21537	1,76	1,76	0,007	OK	1	1	0,081	OK
	30,00	13209	-7556	1167	454	3851	519	1200	40	1000	345	1696	0,23	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25450	21484	24652	21484	1,76	1,76	0,053	OK	1	1	0,227	OK
5	30,00	550	-17028	1504	221	4169	1618	1200	40	1000	345	1696	0,01	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32561	27487	24652	21727	1,66	1,66	0,074	OK	1	1	0,253	OK
	33,75	381	-17141	767	-395	591	-970	1200	40	1000	345	1696	0,01	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32656	27567	24652	21727	1,66	1,66	0,009	OK	1	1	0,076	OK
	37,50	212	-17255	-353	-1432	-2279	-4270	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32751	27647	24652	21727	1,66	1,66	0,076	OK	1	1	0,255	OK
6	37,50	8404	-1784	-35	-2479	-1743	-3378	1200	40	1000	345	1696	0,14	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28149	23762	24652	21727	1,70	1,70	0,062	OK	1	1	0,256	OK
	41,25	8517	-1615	948	-658	456	-850	1200	40	1000	345	1696	0,15	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28085	23708	24652	21727	1,70	1,70	0,008	OK	1	1	0,078	OK
	45,00	8631	-1446	1552	742	3169	993	1200	40	1000	345	1696	0,15	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28021	23654	24652	21727	1,70	1,70	0,047	OK	1	1	0,209	OK
7	45,00	-4964	-12230	1830	480	4109	1971	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,076	OK	1	1	0,263	OK
	48,75	-5133	-12344	882	-454	710	-827	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,008	OK	1	1	0,074	OK
	52,50	-5302	-12458	-280	-1809	-2541	-4080	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,075	OK	1	1	0,261	OK
8	52,50	5217	2434	-448	-2287	-1323	-3554	1200	40	1000	345	1696	0,09	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	29939	25273	24652	21727	1,68	1,68	0,067	OK	1	1	0,256	OK
	56,25	5331	2548	676	-495	331	-920	1200	40	1000	345	1696	0,09	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	29875	25219	24652	21727	1,68	1,68	0,007	OK	1	1	0,070	OK
	60,00	5444	2662	1677	445	3115	353	1200	40	1000	345	1696	0,09	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	29811	25166	24652	21727	1,68	1,68	0,050	OK	1	1	0,211	OK

Tabela 138 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y	Wpl,z	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	MN,y,Rd	MN,z,Rd	MN,y,Rd,eff	MN,z,Rd,eff	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]				[m4]	[m4]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]								
9	60,00	-6993	-12492	1959	740	4922	1971	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,100	OK	1	1	0,306	OK
	63,75	-7107	-12606	870	-498	779	-776	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,008	OK	1	1	0,071	OK
	67,50	-7220	-12719	-280	-2198	-2476	-4638	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,095	OK	1	1	0,303	OK
10	67,50	6470	1456	-611	-2508	-819	-3538	1200	40	1000	345	1696	0,11	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	29235	24679	24652	21727	1,68	1,68	0,068	OK	1	1	0,265	OK
	71,25	6639	1570	588	-468	312	-934	1200	40	1000	345	1696	0,11	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	29140	24599	24652	21727	1,68	1,68	0,007	OK	1	1	0,067	OK
	75,00	6808	1683	2004	312	3158	-243	1200	40	1000	345	1696	0,12	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	29045	24519	24652	21727	1,69	1,69	0,053	OK	1	1	0,227	OK
11	75,00	-5293	-13916	2192	906	5478	1750	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,120	OK	1	1	0,341	OK
	78,75	-5407	-14029	867	-455	800	-753	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,008	OK	1	1	0,072	OK
	82,50	-5521	-14143	-446	-2380	-2355	-5002	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,108	OK	1	1	0,327	OK
12	82,50	8716	-897	-608	-2318	-760	-3653	1200	40	1000	345	1696	0,15	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27973	23614	24652	21727	1,70	1,70	0,066	OK	1	1	0,262	OK
	86,25	8885	-784	366	-313	272	-951	1200	40	1000	345	1696	0,15	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27878	23534	24652	21727	1,70	1,70	0,006	OK	1	1	0,059	OK
	90,00	9054	-670	2018	-1	3208	-373	1200	40	1000	345	1696	0,15	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27783	23454	24652	21727	1,71	1,71	0,052	OK	1	1	0,230	OK
13	90,00	-3004	-16353	2057	945	6010	1735	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,135	OK	1	1	0,360	OK
	93,75	-3118	-16522	736	-404	816	-736	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,007	OK	1	1	0,067	OK
	97,50	-3231	-16691	-580	-2468	-2323	-5481	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,124	OK	1	1	0,352	OK
14	97,50	10996	-1839	-678	-2630	-635	-3648	1200	40	1000	345	1696	0,19	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	26692	22533	24652	21727	1,73	1,73	0,067	OK	1	1	0,275	OK
	101,25	11165	-1726	276	-320	289	-928	1200	40	1000	345	1696	0,19	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	26597	22453	24652	21727	1,73	1,73	0,005	OK	1	1	0,056	OK
	105,00	11335	-1612	2173	-54	3312	-484	1200	40	1000	345	1696	0,19	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	26502	22372	24652	21727	1,73	1,73	0,053	OK	1	1	0,241	OK
15	105,00	-2054	-18622	1853	1001	6255	1553	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,140	OK	1	1	0,363	OK
	108,75	-2167	-18791	633	-304	811	-758	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,007	OK	1	1	0,063	OK
	112,50	-2281	-18960	-712	-2282	-2224	-5681	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,127	OK	1	1	0,354	OK
16	112,50	13925	-1226	-777	-2660	-1083	-3744	1200	40	1000	345	1696	0,24	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25047	21144	24652	21144	1,77	1,77	0,066	OK	1	1	0,285	OK
	116,25	14094	-1113	137	-308	273	-949	1200	40	1000	345	1696	0,24	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	24952	21064	24652	21064	1,78	1,78	0,004	OK	1	1	0,058	OK
	120,00	14263	-999	2089	-96	3313	-45	1200	40	1000	345	1696	0,24	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	24858	20984	24652	20984	1,78	1,78	0,050	OK	1	1	0,243	OK

Tabela 139 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas				Flexão Composta com Compressão																			
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y [m4]	Wpl,z [m4]	Mpl,y,Rd [kN.m]	Mpl,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd [kN.m]	MN,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd,eff [kN.m]	MN,z,Rd,eff [kN.m]	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]																			
17	120,00	-2742	-21970	1276	863	6524	1649	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,143	OK	1	1	0,352	OK
	123,75	-2856	-22139	426	-247	800	-711	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,005	OK	1	1	0,054	OK
	127,50	-2969	-22308	-689	-2007	-2227	-5977	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,133	OK	1	1	0,356	OK
18	127,50	19372	1621	-1155	-2974	-1503	-3771	1200	40	1000	345	1696	0,33	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	21987	18561	21987	18561	1,89	1,89	0,071	OK	1	1	0,338	OK
	131,25	19541	1734	22	-425	327	-914	1200	40	1000	345	1696	0,33	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	21892	18481	21892	18481	1,90	1,90	0,004	OK	1	1	0,069	OK
	135,00	19710	1848	2135	38	3448	479	1200	40	1000	345	1696	0,34	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	21797	18400	21797	18400	1,90	1,90	0,053	OK	1	1	0,285	OK
19	135,00	-5768	-27651	966	245	6116	1567	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,127	OK	1	1	0,321	OK
	138,75	-5882	-27820	251	-187	555	-712	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,004	OK	1	1	0,043	OK
	142,50	-5995	-27989	-489	-1757	-2144	-6064	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,133	OK	1	1	0,350	OK
20	142,50	27423	4269	-1950	-3602	-1284	-3729	1200	40	1000	345	1696	0,47	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	17464	14743	17464	14743	2,21	2,21	0,079	OK	1	1	0,459	OK
	146,25	27593	4383	85	-441	401	-963	1200	40	1000	345	1696	0,47	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	17369	14663	17369	14663	2,22	##	0,003	OK	1	1	0,091	OK
	150,00	27762	4496	2913	795	3210	445	1200	40	1000	345	1696	0,47	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	17274	14582	17274	14582	2,23	##	0,053	OK	1	1	0,389	OK
21	150,00	-7961	-34043	312	-1363	3909	1262	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,066	OK	1	1	0,235	OK
	153,75	-8075	-34212	-135	-762	573	-979	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,009	OK	1	1	0,076	OK
	157,50	-8188	-34381	-385	-1667	-1940	-4410	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,082	OK	1	1	0,271	OK
22	157,50	40792	13729	-988	-1817	2129	-4471	1200	40	1000	345	1696	0,70	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	9955	8403	9955	8403	3,68	##	0,100	OK	1	1	0,715	OK
	161,25	40961	13842	-273	-1309	379	-1065	1200	40	1000	345	1696	0,70	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	9860	8323	9860	8323	3,72	##	0,001	OK	1	1	0,261	OK
	165,00	41130	13956	382	-1847	4701	-4500	1200	40	1000	345	1696	0,70	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	9765	8243	9765	8243	3,76	##	0,123	OK	1	1	0,759	OK
23	165,00	39654	10979	438	-3815	4226	-6795	1200	40	1000	345	1696	0,68	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	10594	8943	10594	8943	3,45	##	0,417	OK	1	1	1,120	Ko
	168,75	39485	10866	-202	-1391	242	-1035	1200	40	1000	345	1696	0,67	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	10689	9023	10689	9023	3,42	##	0,002	OK	1	1	0,245	OK
	172,50	39316	10752	727	-1703	4504	-4288	1200	40	1000	345	1696	0,67	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	10784	9103	10784	9103	3,39	##	0,094	OK	1	1	0,653	OK
24	172,50	-5474	-33378	-551	-1572	-2053	-6520	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,146	OK	1	1	0,364	OK
	176,25	-5360	-33209	-97	-502	481	-1134	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,009	OK	1	1	0,073	OK
	180,00	-5247	-33039	653	-724	4617	1701	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,079	OK	1	1	0,242	OK

Tabela 140 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y [m4]	Wpl,z [m4]	Mpl,y,Rd [kN.m]	Mpl,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd [kN.m]	MN,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd,eff [kN.m]	MN,z,Rd,eff [kN.m]	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]																			
25	180,00	26940	1619	2670	-842	3342	-2124	1200	40	1000	345	1696	0,46	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	17736	14972	17736	14972	2,18	2,18	0,054	OK	1	1	0,374	OK
	183,75	26770	1506	98	-659	452	-912	1200	40	1000	345	1696	0,46	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	17831	15052	17831	15052	2,17	2,17	0,003	OK	1	1	0,098	OK
	187,50	26601	1392	-813	-3317	1380	-3711	1200	40	1000	345	1696	0,45	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	17926	15133	17926	15133	2,17	2,17	0,074	OK	1	1	0,430	OK
26	187,50	-4803	-28416	-1123	-2333	-2183	-8454	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,229	OK	1	1	0,484	OK
	191,25	-4689	-28247	349	-116	548	-713	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,004	OK	1	1	0,047	OK
	195,00	-4575	-28078	2329	603	8476	1630	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,230	OK	1	1	0,485	OK
27	195,00	20269	574	2021	-1568	3463	-2207	1200	40	1000	345	1696	0,35	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	21484	18136	21484	18136	1,92	1,92	0,052	OK	1	1	0,285	OK
	198,75	20100	461	-21	-745	330	-859	1200	40	1000	345	1696	0,34	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	21579	18216	21579	18216	1,92	1,92	0,004	OK	1	1	0,082	OK
	202,50	19931	347	-216	-2938	1213	-3699	1200	40	1000	345	1696	0,34	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	21674	18296	21674	18296	1,91	1,91	0,069	OK	1	1	0,338	OK
28	202,50	-5276	-24224	-1066	-2853	-2266	-8470	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,237	OK	1	1	0,506	OK
	206,25	-5163	-24055	504	-99	846	-702	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,006	OK	1	1	0,059	OK
	210,00	-5049	-23886	3214	630	9095	1746	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,270	OK	1	1	0,549	OK
29	210,00	16288	1131	2001	-1543	3304	-2637	1200	40	1000	345	1696	0,28	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	23720	20024	23720	####	1,82	1,82	0,049	OK	1	1	0,249	OK
	213,75	16118	1018	16	-572	270	-908	1200	40	1000	345	1696	0,28	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	23815	20104	23815	20104	1,82	1,82	0,005	OK	1	1	0,069	OK
	217,50	15949	904	-18	-2719	1534	-3663	1200	40	1000	345	1696	0,27	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	23910	20184	23910	20184	1,81	1,81	0,065	OK	1	1	0,295	OK
30	217,50	-6578	-21892	-1016	-3095	-2276	-8128	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,227	OK	1	1	0,500	OK
	221,25	-6464	-21723	711	-56	859	-704	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,007	OK	1	1	0,068	OK
	225,00	-6351	-21554	3861	709	8768	1752	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,268	OK	1	1	0,560	OK
31	225,00	14539	2529	2120	-1364	3239	-3265	1200	40	1000	345	1696	0,25	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	24703	20853	24652	####	1,78	1,78	0,049	OK	1	1	0,243	OK
	228,75	14370	2415	36	-500	281	-900	1200	40	1000	345	1696	0,25	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	24797	20933	24652	####	1,78	1,78	0,005	OK	1	1	0,063	OK
	232,50	14201	2301	-56	-2696	2182	-3598	1200	40	1000	345	1696	0,24	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	24892	21013	24652	21013	1,78	1,78	0,063	OK	1	1	0,281	OK
32	232,50	-7642	-20126	-901	-3180	-2358	-8058	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,226	OK	1	1	0,500	OK
	236,25	-7529	-19957	842	-40	864	-679	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,008	OK	1	1	0,074	OK
	240,00	-7415	-19788	4181	689	8689	1902	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,271	OK	1	1	0,570	OK

Tabela 141 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y	Wpl,z	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	MN,y,Rd	MN,z,Rd	MN,y,Rd,eff	MN,z,Rd,eff								
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]				[m4]	[m4]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
33	240,00	12703	3563	1986	-1135	3081	-3034	1200	40	1000	345	1696	0,22	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25734	21723	24652	21723	1,75	1,75	0,045	OK	1	1	0,222	OK
	243,75	12534	3450	70	-401	270	-945	1200	40	1000	345	1696	0,21	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25829	21804	24652	21727	1,75	1,75	0,005	OK	1	1	0,060	OK
	247,50	12365	3336	-99	-2393	1947	-3583	1200	40	1000	345	1696	0,21	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25924	21884	24652	21727	1,75	1,75	0,060	OK	1	1	0,262	OK
34	247,50	-7979	-19324	-771	-3173	-2381	-7489	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,204	OK	1	1	0,473	OK
	251,25	-7865	-19155	1019	3	831	-686	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,009	OK	1	1	0,080	OK
	255,00	-7752	-18986	4484	679	8068	1913	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,252	OK	1	1	0,553	OK
35	255,00	12518	3954	2018	-591	2991	-3114	1200	40	1000	345	1696	0,21	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25838	21811	24652	21727	1,75	1,75	0,046	OK	1	1	0,225	OK
	258,75	12349	3840	193	-295	314	-952	1200	40	1000	345	1696	0,21	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	25933	21891	24652	21727	1,75	1,75	0,005	OK	1	1	0,056	OK
	262,50	12180	3727	-359	-2197	2116	-3494	1200	40	1000	345	1696	0,21	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	26028	21972	24652	21727	1,75	1,75	0,056	OK	1	1	0,250	OK
36	262,50	-7802	-18594	-597	-3129	-2472	-7254	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,194	OK	1	1	0,461	OK
	266,25	-7689	-18425	1097	22	811	-702	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,010	OK	1	1	0,082	OK
	270,00	-7575	-18256	4461	594	7772	2002	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,240	OK	1	1	0,539	OK
37	270,00	11535	3719	1767	-241	2941	-2454	1200	40	1000	345	1696	0,20	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	26390	22277	24652	21727	1,74	1,74	0,041	OK	1	1	0,207	OK
	273,75	11366	3606	285	-192	308	-1030	1200	40	1000	345	1696	0,19	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	26485	22358	24652	21727	1,73	1,73	0,005	OK	1	1	0,059	OK
	277,50	11197	3492	-499	-1763	1412	-3530	1200	40	1000	345	1696	0,19	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	26580	22438	24652	21727	1,73	1,73	0,053	OK	1	1	0,234	OK
38	277,50	-6946	-16812	-323	-2959	-2493	-6429	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,162	OK	1	1	0,416	OK
	281,25	-6832	-16688	1308	81	754	-731	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,011	OK	1	1	0,088	OK
	285,00	-6719	-16574	4618	528	6833	1988	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,209	OK	1	1	0,502	OK
39	285,00	10354	2944	1668	553	2891	-2094	1200	40	1000	345	1696	0,18	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27053	22837	24652	21727	1,72	1,72	0,041	OK	1	1	0,201	OK
	288,75	10185	2831	505	-30	368	-1069	1200	40	1000	345	1696	0,17	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27148	22917	24652	21727	1,72	1,72	0,007	OK	1	1	0,070	OK
	292,50	10016	2717	-638	-1257	1136	-3457	1200	40	1000	345	1696	0,17	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	27243	22998	24652	21727	1,72	1,72	0,049	OK	1	1	0,210	OK
40	292,50	-5152	-14582	43	-2744	-2565	-5955	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,143	OK	1	1	0,385	OK
	296,25	-5039	-14469	1311	109	692	-825	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,012	OK	1	1	0,091	OK
	300,00	-4925	-14355	4283	380	6128	1955	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,177	OK	1	1	0,456	OK

Tabela 142 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Long.	Vão [m]	Esforços Atuantes						Características Geométricas					Flexão Composta com Compressão																		
		Fx		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	n	aw	af	Wpl,y [m4]	Wpl,z [m4]	Mpl,y,Rd [kN.m]	Mpl,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd [kN.m]	MN,z,Rd [kN.m]	MN,y,Rd,eff [kN.m]	MN,z,Rd,eff [kN.m]	α	β	Verificação	α	β	Verificação		
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]																			
41	300,00	8150	1043	1683	348	3095	-1086	1200	40	1000	345	1696	0,14	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28291	23882	24652	21727	1,70	1,70	0,047	OK	1	1	0,211	OK
	303,75	7981	929	564	11	372	-1110	1200	40	1000	345	1696	0,14	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28386	23962	24652	21727	1,70	1,70	0,008	OK	1	1	0,074	OK
	307,50	7812	816	-247	-1451	39	-3572	1200	40	1000	345	1696	0,13	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	28481	24043	24652	21727	1,69	1,69	0,055	OK	1	1	0,223	OK
42	307,50	-2343	-10744	269	-2424	-2523	-4765	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,102	OK	1	1	0,318	OK
	311,25	-2230	-10631	1479	152	601	-915	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,015	OK	1	1	0,102	OK
	315,00	-2116	-10517	4305	225	4700	1801	1200	40	1000	345	1696	0,00	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	32870	27747	24652	21727	1,66	1,66	0,134	OK	1	1	0,391	OK
43	315,00	6595	-3925	2857	44	3288	-90	1200	40	1000	345	1696	0,11	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	29165	24620	24652	21727	1,68	1,68	0,068	OK	1	1	0,267	OK
	318,75	6482	-4038	1083	28	461	-1117	1200	40	1000	345	1696	0,11	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	29229	24674	24652	21727	1,68	1,68	0,012	OK	1	1	0,095	OK
	322,50	6368	-4152	594	-1882	-863	-3568	1200	40	1000	345	1696	0,11	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	29292	24727	24652	21727	1,68	1,68	0,061	OK	1	1	0,241	OK
44	322,50	2875	-9080	815	-2220	-2545	-4122	1200	40	1000	345	1696	0,05	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31255	26384	24652	21727	1,66	1,66	0,081	OK	1	1	0,280	OK
	326,25	2988	-8967	1210	31	478	-999	1200	40	1000	345	1696	0,05	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31191	26330	24652	21727	1,66	1,66	0,013	OK	1	1	0,095	OK
	330,00	3102	-8853	3407	-501	3693	1556	1200	40	1000	345	1696	0,05	0,50	0,43	0,0715	0,0630	24652	21727	31127	26276	24652	21727	1,67	1,67	0,089	OK	1	1	0,308	OK

Tabela 143 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração				Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY				
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,z	[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,y			
1	0,00	18222	-24747	452	-512	160	-342	2590	-614	2832	-4210	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,722	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	3,75	18109	-24860	413	-394	57	-411	371	-33	200	-1651	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,516	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	7,50	17995	-24974	373	-275	-45	-479	91	-2521	1010	-2834	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,660	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
2	7,50	17573	-17003	-116	-870	247	39	1358	-1365	-1349	-4439	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,550	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	11,25	17687	-16889	-155	-752	147	-29	1593	-952	633	-725	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,387	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	15,00	17800	-16776	-195	-633	62	-98	1995	-1129	4800	561	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,589	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
3	15,00	9006	-21514	701	38	169	-147	1382	-605	4128	261	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,614	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	18,75	8892	-21627	661	156	66	-216	267	115	366	-1036	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,428	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	22,50	8779	-21741	622	275	-37	-284	207	-1269	-1433	-4343	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,623	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
4	22,50	12982	-7784	-137	-726	359	73	665	-2281	-1647	-3616	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,392	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	26,25	13095	-7670	-176	-607	256	4	901	-607	596	-949	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,211	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	30,00	13209	-7556	-216	-587	170	-64	1167	454	3851	519	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,354	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
5	30,00	550	-17028	696	219	-3	-108	1504	221	4169	1618	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,544	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	33,75	381	-17141	657	338	-103	-176	767	-395	591	-970	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,369	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	37,50	212	-17255	649	340	-171	-256	-353	-1432	-2279	-4270	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,549	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
6	37,50	8404	-1784	-193	-548	331	191	-35	-2479	-1743	-3378	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,287	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	41,25	8517	-1615	-233	-504	262	122	948	-658	456	-850	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,105	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	45,00	8631	-1446	-121	-544	194	24	1552	742	3169	993	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,234	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
7	45,00	-4964	-12230	676	347	-56	-137	1830	480	4109	1971	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,472	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	48,75	-5133	-12344	656	369	-125	-228	882	-454	710	-827	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,285	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	52,50	-5302	-12458	774	329	-193	-331	-280	-1809	-2541	-4080	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,474	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
8	52,50	5217	2434	-211	-474	342	198	-448	-2287	-1323	-3554	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,256	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	56,25	5331	2548	-148	-514	273	95	676	-495	331	-920	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,070	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	60,00	5444	2662	-30	-554	205	-8	1677	445	3115	353	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,211	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK

Tabela 144 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação 50%Vpl,Rd,z	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação 50%Vpl,Rd,y			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]		[cm2]	[kN]				
9	60,00	-6993	-12492	670	405	-62	-188	1959	740	4922	1971	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,520	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	63,75	-7107	-12606	774	365	-130	-291	870	-498	779	-776	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,287	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	67,50	-7220	-12719	893	326	-199	-393	-280	-2198	-2476	-4638	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,520	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
10	67,50	6470	1456	-191	-465	406	185	-611	-2508	-819	-3538	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,265	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	71,25	6639	1570	-72	-504	337	82	588	-468	312	-934	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,067	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	75,00	6808	1683	46	-544	269	-21	2004	312	3158	-243	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,227	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
11	75,00	-5293	-13916	734	373	-81	-228	2192	906	5478	1750	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,579	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	78,75	-5407	-14029	852	334	-150	-331	867	-455	800	-753	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,312	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	82,50	-5521	-14143	971	294	-218	-433	-446	-2380	-2355	-5002	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,568	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
12	82,50	8716	-897	-175	-479	417	155	-608	-2318	-760	-3653	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,278	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	86,25	8885	-784	-57	-519	348	52	366	-313	272	-951	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,072	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	90,00	9054	-670	62	-558	280	-50	2018	-1	3208	-373	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,241	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
13	90,00	-3004	-16353	816	370	-84	-246	2057	945	6010	1735	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,640	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	93,75	-3118	-16522	935	330	-153	-349	736	-404	816	-736	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,350	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	97,50	-3231	-16691	1053	291	-221	-452	-580	-2468	-2323	-5481	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,638	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
14	97,50	10996	-1839	-155	-491	459	154	-678	-2630	-635	-3648	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,306	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	101,25	11165	-1726	-36	-531	390	51	276	-320	289	-928	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,085	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	105,00	11335	-1612	82	-571	322	-52	2173	-54	3312	-484	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,268	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
15	105,00	-2054	-18622	852	347	-92	-222	1853	1001	6255	1553	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,681	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	108,75	-2167	-18791	971	307	-161	-325	633	-304	811	-758	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,384	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	112,50	-2281	-18960	1089	268	-229	-428	-712	-2282	-2224	-5681	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,678	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
16	112,50	13925	-1226	-226	-500	455	158	-777	-2660	-1083	-3744	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,301	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	116,25	14094	-1113	-108	-540	386	55	137	-308	273	-949	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,075	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	120,00	14263	-999	11	-579	318	-47	2089	-96	3313	-45	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,254	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK

Tabela 145 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração				Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY				
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,z	[cm2]	[kN]	50%Vpl,Rd,y			
17	120,00	-2742	-21970	898	355	-66	-184	1276	863	6524	1649	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,727	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	123,75	-2856	-22139	1017	315	-135	-259	426	-247	800	-711	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,432	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	127,50	-2969	-22308	1135	276	-203	-362	-689	-2007	-2227	-5977	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,738	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
18	127,50	19372	1621	-278	-516	484	200	-1155	-2974	-1503	-3771	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,294	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	131,25	19541	1734	-184	-556	416	97	22	-425	327	-914	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,059	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	135,00	19710	1848	-65	-595	347	-6	2135	38	3448	479	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,245	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
19	135,00	-5768	-27651	872	342	40	-153	966	245	6116	1567	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,793	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	138,75	-5882	-27820	990	302	-63	-222	251	-187	555	-712	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,518	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	142,50	-5995	-27989	1109	263	-166	-290	-489	-1757	-2144	-6064	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,829	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
20	142,50	27423	4269	-266	-492	598	330	-1950	-3602	-1284	-3729	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,318	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	146,25	27593	4383	-163	-532	530	227	85	-441	401	-963	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,062	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	150,00	27762	4496	-45	-572	461	124	2913	795	3210	445	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,266	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
21	150,00	-7961	-34043	601	279	168	-83	312	-1363	3909	1262	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,817	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	153,75	-8075	-34212	589	298	65	-152	-135	-762	573	-979	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,661	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	157,50	-8188	-34381	708	259	-38	-220	-385	-1667	-1940	-4410	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,858	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
22	157,50	40792	13729	403	-679	243	46	-988	-1817	2129	-4471	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,279	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	161,25	40961	13842	521	-718	174	-57	-273	-1309	379	-1065	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,102	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	165,00	41130	13956	640	-758	106	-160	382	-1847	4701	-4500	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,291	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
23	165,00	39654	10979	704	-1019	472	-104	438	-3815	4226	-6795	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,468	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	168,75	39485	10866	665	-901	369	-173	-202	-1391	242	-1035	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,104	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	172,50	39316	10752	625	-782	266	-241	727	-1703	4504	-4288	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,276	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
24	172,50	-5474	-33378	-271	-1019	282	64	-551	-1572	-2053	-6520	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,934	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	176,25	-5360	-33209	-310	-901	179	-4	-97	-502	481	-1134	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,640	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	180,00	-5247	-33039	-350	-782	86	-73	653	-724	4617	1701	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,807	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK

Tabela 146 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação 50%Vpl,Rd,z	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação 50%Vpl,Rd,y			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]		[cm2]	[kN]				
24	180,00	26940	1619	585	-382	105	-418	2670	-842	3342	-2124	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,262	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	183,75	26770	1506	545	-263	2	-487	98	-659	452	-912	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,069	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	187,50	26601	1392	505	-145	-101	-555	-813	-3317	1380	-3711	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,305	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
25	187,50	-4803	-28416	-271	-1495	482	216	-1123	-2333	-2183	-8454	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,969	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	191,25	-4689	-28247	-311	-1377	379	147	349	-116	548	-713	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,530	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	195,00	-4575	-28078	-350	-1258	277	79	2329	603	8476	1630	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,964	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
26	195,00	20269	574	593	-374	211	-329	2021	-1568	3463	-2207	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,241	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	198,75	20100	461	553	-256	108	-398	-21	-745	330	-859	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,070	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	202,50	19931	347	514	-137	5	-466	-216	-2938	1213	-3699	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,289	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
27	202,50	-5276	-24224	-288	-1547	596	217	-1066	-2853	-2266	-8470	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,920	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	206,25	-5163	-24055	-327	-1428	493	148	504	-99	846	-702	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,470	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	210,00	-5049	-23886	-367	-1310	390	80	3214	630	9095	1746	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,957	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
28	210,00	16288	1131	576	-435	226	-312	2001	-1543	3304	-2637	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,233	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	213,75	16118	1018	537	-316	123	-381	16	-572	270	-908	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,065	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	217,50	15949	904	497	-198	20	-449	-18	-2719	1534	-3663	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,279	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
29	217,50	-6578	-21892	-289	-1493	668	217	-1016	-3095	-2276	-8128	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,874	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	221,25	-6464	-21723	-328	-1374	565	148	711	-56	859	-704	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,440	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	225,00	-6351	-21554	-368	-1256	462	80	3861	709	8768	1752	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,929	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
30	225,00	14539	2529	566	-538	207	-318	2120	-1364	3239	-3265	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,236	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	228,75	14370	2415	526	-420	104	-386	36	-500	281	-900	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,062	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	232,50	14201	2301	487	-302	1	-455	-56	-2696	2182	-3598	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,275	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
31	232,50	-7642	-20126	-307	-1481	700	202	-901	-3180	-2358	-8058	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,844	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	236,25	-7529	-19957	-347	-1362	597	134	842	-40	864	-679	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,415	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	240,00	-7415	-19788	-386	-1244	494	65	4181	689	8689	1902	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,908	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK

Tabela 147 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação 50%Vpl,Rd,z	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação 50%Vpl,Rd,y			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]							
32	240,00	12703	3563	553	-501	185	-284	1986	-1135	3081	-3034	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,222	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	243,75	12534	3450	513	-383	82	-352	70	-401	270	-945	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,060	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	247,50	12365	3336	474	-264	-21	-421	-99	-2393	1947	-3583	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,262	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
33	247,50	-7979	-19324	-310	-1383	718	196	-771	-3173	-2381	-7489	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,804	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	251,25	-7865	-19155	-350	-1265	615	127	1019	3	831	-686	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,407	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	255,00	-7752	-18986	-389	-1146	512	59	4484	679	8068	1913	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,878	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
34	255,00	12518	3954	538	-522	120	-270	2018	-591	2991	-3114	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,225	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	258,75	12349	3840	498	-403	17	-338	193	-295	314	-952	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,056	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	262,50	12180	3727	459	-285	-86	-407	-359	-2197	2116	-3494	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,250	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
35	262,50	-7802	-18594	-328	-1339	702	176	-597	-3129	-2472	-7254	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,779	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	266,25	-7689	-18425	-367	-1221	599	108	1097	22	811	-702	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,397	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	270,00	-7575	-18256	-407	-1102	498	39	4461	594	7772	2002	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,851	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
36	270,00	11535	3719	534	-411	80	-216	1767	-241	2941	-2454	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,207	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	273,75	11366	3606	495	-292	-23	-284	285	-192	308	-1030	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,059	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	277,50	11197	3492	455	-174	-126	-353	-499	-1763	1412	-3530	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,234	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
37	277,50	-6946	-16812	-330	-1194	693	165	-323	-2959	-2493	-6429	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,703	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	281,25	-6832	-16688	-369	-1076	590	96	1308	81	754	-731	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,373	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	285,00	-6719	-16574	-409	-957	487	28	4618	528	6833	1988	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,785	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
38	285,00	10354	2944	522	-357	-12	-161	1668	553	2891	-2094	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,201	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	288,75	10185	2831	482	-239	-107	-230	505	-30	368	-1069	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,070	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	292,50	10016	2717	443	-120	-175	-309	-638	-1257	1136	-3457	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,210	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
39	292,50	-5152	-14582	-334	-1097	645	136	43	-2744	-2565	-5955	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,635	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	296,25	-5039	-14469	-374	-979	542	67	1311	109	692	-825	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,338	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	300,00	-4925	-14355	-413	-861	440	-1	4283	380	6128	1955	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,701	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK

Tabela 148 - Resistência das secções transversais das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	Esforços Atuantes										Características Geométricas					Flexão Composta com Tração					Esforço Transverso ZZ				Esforço Transverso YY			
		Fx		Fy		Fz		My		Mz		h	e	b	fy	Área,eff	Mpl,y,Rd	Mpl,z,Rd	NRd	Verificação	Avz	Vpl,Rd,z	Verificação	Avy	Vpl,Rd,y	Verificação			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín	[mm]	[mm]	[mm]	[Mpa]	[cm2]	[kN.m]	[kN.m]	[m]		[cm2]	[kN]		50%Vpl,Rd,z	[cm2]		[kN]	50%Vpl,Rd,y	
40	300,00	8150	1043	542	-184	16	-137	1683	348	3095	-1086	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,211	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	303,75	7981	929	503	-66	-53	-240	564	11	372	-1110	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,074	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	307,50	7812	816	463	53	-121	-343	-247	-1451	39	-3572	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,223	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
41	307,50	-2343	-10744	-321	-882	614	115	269	-2424	-2523	-4765	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,501	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	311,25	-2230	-10631	-360	-763	511	46	1479	152	601	-915	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,284	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	315,00	-2116	-10517	-400	-689	408	-22	4305	225	4700	1801	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,571	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
42	315,00	6595	-3925	551	-30	96	-248	2857	44	3288	-90	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,334	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	318,75	6482	-4038	512	89	27	-348	1083	28	461	-1117	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,164	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	322,50	6368	-4152	472	207	-41	-451	594	-1882	-863	-3568	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,312	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
43	322,50	2875	-9080	-296	-685	557	-31	815	-2220	-2545	-4122	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,435	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	326,25	2988	-8967	-335	-606	454	-99	1210	31	478	-999	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,248	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK
	330,00	3102	-8853	-247	-646	351	-168	3407	-501	3693	1556	1200	40	1000	345	1696	24652	21727	58512	0,459	OK	925,1	18427	9213	OK	770,9	15355	7678	OK

III.1.8.3. RESISTÊNCIA À ENCURVADURA

Tabela 149 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z																
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz	Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz			Kyy	Kzz	Kzy	Kyz
1	0,00	18222	-24747	2590	-614	2832	-4210																									
	3,75	18109	-24860	371	-33	200	-1651	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,01	-0,15	0,40	0,39	-0,05	0,40	0,41	0,43	0,25	0,26	0,45	0,48
	7,50	17995	-24974	91	-2521	1010	-2834																									
2	7,50	17573	-17003	1358	-1365	-1349	-4439																									
	11,25	17687	-16889	1593	-952	633	-725	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,70	-1,17	1,03	-0,13	-0,14	0,40	1,06	0,43	0,64	0,26	0,46	0,49
	15,00	17800	-16776	1995	-1129	4800	561																									
3	15,00	9006	-21514	1382	-605	4128	261																									
	18,75	8892	-21627	267	115	366	-1036	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,09	-0,21	0,40	-0,06	-0,08	0,40	0,41	0,41	0,24	0,25	0,25	0,28
	22,50	8779	-21741	207	-1269	-1433	-4343																									
4	22,50	12982	-7784	665	-2281	-1647	-3616																									
	26,25	13095	-7670	901	-607	596	-949	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,20	-0,39	0,44	-0,14	-0,16	0,40	0,44	0,42	0,27	0,25	0,34	0,36
	30,00	13209	-7556	1167	454	3851	519																									
5	30,00	550	-17028	1504	221	4169	1618																									
	33,75	381	-17141	767	-395	591	-970	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,15	-0,54	0,54	-0,38	-0,14	0,40	0,54	0,40	0,33	0,24	0,10	0,12
	37,50	212	-17255	-353	-1432	-2279	-4270																									
6	37,50	8404	-1784	-35	-2479	-1743	-3378																									
	41,25	8517	-1615	948	-658	456	-850	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,30	-0,38	0,44	-0,29	-0,13	0,40	0,44	0,41	0,26	0,25	0,26	0,27
	45,00	8631	-1446	1552	742	3169	993																									
7	45,00	-4964	-12230	1830	480	4109	1971																									
	48,75	-5133	-12344	882	-454	710	-827	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,27	-0,49	0,52	-0,48	-0,17	0,40	0,52	0,40	0,31	0,24	0,09	0,11
	52,50	-5302	-12458	-280	-1809	-2541	-4080																									

Tabela 150 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz			Kyy	Kzz	Kzy	Kyz
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz												
8	52,50	5217	2434	-448	-2287	-1323	-3554																									
	56,25	5331	2548	676	-495	331	-920	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,19	-0,30	0,40	-0,10	-0,09	0,40	0,40	0,41	0,24	0,25	0,19	0,21
	60,00	5444	2662	1677	445	3115	353																									
9	60,00	-6993	-12492	1959	740	4922	1971																									
	63,75	-7107	-12606	870	-498	779	-776	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,34	-0,40	0,45	-0,42	-0,17	0,40	0,45	0,40	0,27	0,24	0,10	0,12
	67,50	-7220	-12719	-280	-2198	-2476	-4638																									
10	67,50	6470	1456	-611	-2508	-819	-3538																									
	71,25	6639	1570	588	-468	312	-934	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,12	-0,23	0,40	0,07	-0,09	0,40	0,40	0,41	0,24	0,25	0,22	0,23
	75,00	6808	1683	2004	312	3158	-243																									
11	75,00	-5293	-13916	2192	906	5478	1750																									
	78,75	-5407	-14029	867	-455	800	-753	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,38	-0,36	0,43	-0,35	-0,16	0,40	0,43	0,40	0,26	0,24	0,11	0,13
	82,50	-5521	-14143	-446	-2380	-2355	-5002																									
12	82,50	8716	-897	-608	-2318	-760	-3653																									
	86,25	8885	-784	366	-313	272	-951	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,00	-0,16	0,40	0,10	-0,07	0,40	0,41	0,41	0,24	0,25	0,26	0,28
	90,00	9054	-670	2018	-1	3208	-373																									
13	90,00	-3004	-16353	2057	945	6010	1735																									
	93,75	-3118	-16522	736	-404	816	-736	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,38	-0,30	0,40	-0,32	-0,15	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,11	0,14
	97,50	-3231	-16691	-580	-2468	-2323	-5481																									
14	97,50	10996	-1839	-678	-2630	-635	-3648																									
	101,25	11165	-1726	276	-320	289	-928	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,02	-0,10	0,40	0,13	-0,08	0,40	0,41	0,42	0,24	0,25	0,31	0,33
	105,00	11335	-1612	2173	-54	3312	-484																									

Tabela 151 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão							Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2			
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z																
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz	Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz	Kyy			Kzz	Kzy	Kyz
15	105,00	-2054	-18622	1853	1001	6255	1553																									
	108,75	-2167	-18791	633	-304	811	-758	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,44	-0,28	0,40	-0,27	-0,14	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,11	0,14
	112,50	-2281	-18960	-712	-2282	-2224	-5681																									
16	112,50	13925	-1226	-777	-2660	-1083	-3744																									
	116,25	14094	-1113	137	-308	273	-949	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,04	-0,05	0,40	0,01	-0,07	0,40	0,41	0,42	0,24	0,25	0,37	0,39
	120,00	14263	-999	2089	-96	3313	-45																									
17	120,00	-2742	-21970	1276	863	6524	1649																									
	123,75	-2856	-22139	426	-247	800	-711	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,43	-0,21	0,40	-0,28	-0,13	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,11	0,14
	127,50	-2969	-22308	-689	-2007	-2227	-5977																									
18	127,50	19372	1621	-1155	-2974	-1503	-3771																									
	131,25	19541	1734	22	-425	327	-914	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,01	-0,01	0,40	-0,13	-0,09	0,40	0,41	0,43	0,25	0,26	0,48	0,50
	135,00	19710	1848	2135	38	3448	479																									
19	135,00	-5768	-27651	966	245	6116	1567																									
	138,75	-5882	-27820	251	-187	555	-712	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,14	-0,14	0,40	-0,26	-0,09	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,11	0,14
	142,50	-5995	-27989	-489	-1757	-2144	-6064																									
20	142,50	27423	4269	-1950	-3602	-1284	-3729																									
	146,25	27593	4383	85	-441	401	-963	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,22	-0,02	0,40	-0,12	-0,11	0,40	0,42	0,44	0,25	0,27	0,65	0,67
	150,00	27762	4496	2913	795	3210	445																									
21	150,00	-7961	-34043	312	-1363	3909	1262																									
	153,75	-8075	-34212	-135	-762	573	-979	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,46	0,08	0,40	-0,29	-0,13	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,08	0,11
	157,50	-8188	-34381	-385	-1667	-1940	-4410																									

Tabela 152 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z					Ψy αs,y Cmy Ψz αs,z Cmz								Kyy Kzz Kzy Kyz			
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz												
22	157,50	40792	13729	-988	-1817	2129	-4471	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,71 0,15 0,40 0,24 -0,08 0,40						0,42 0,46 0,25 0,28				0,88	0,94
23	165,00	39654	10979	438	-3815	4226	-6795	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,36 0,05 0,40 0,15 -0,04 0,40						0,42 0,46 0,25 0,28				0,93	0,98
24	172,50	-5474	-33378	-551	-1572	-2053	-6520	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,32 0,06 0,40 -0,26 -0,07 0,40						0,40 0,40 0,24 0,24				0,11	0,15
25	180,00	26940	1619	2670	-842	3342	-2124	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,20 -0,03 0,40 0,25 -0,12 0,40						0,42 0,44 0,25 0,26				0,63	0,65
26	187,50	-4803	-28416	-1123	-2333	-2183	-8454	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,26 -0,15 0,40 -0,19 -0,06 0,40						0,40 0,40 0,24 0,24				0,14	0,20
27	195,00	20269	574	2021	-1568	3463	-2207	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,25 0,01 0,40 0,23 -0,09 0,40						0,41 0,43 0,25 0,26				0,49	0,51
28	202,50	-5276	-24224	-1066	-2853	-2266	-8470	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,22 -0,18 0,40 -0,21 -0,10 0,40						0,40 0,40 0,24 0,24				0,15	0,20

Tabela 153 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z																
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz	Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz			Kyy	Kzz	Kzy	Kyz
29	210,00	16288	1131	2001	-1543	3304	-2637																									
	213,75	16118	1018	16	-572	270	-908	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,21	-0,01	0,40	0,25	-0,07	0,40	0,41	0,43	0,25	0,26	0,41	0,43
	217,50	15949	904	-18	-2719	1534	-3663																									
30	217,50	-6578	-21892	-1016	-3095	-2276	-8128																									
	221,25	-6464	-21723	711	-56	859	-704	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,23	-0,23	0,40	-0,22	-0,11	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,15	0,20
	225,00	-6351	-21554	3861	709	8768	1752																									
31	225,00	14539	2529	2120	-1364	3239	-3265																									
	228,75	14370	2415	36	-500	281	-900	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,19	-0,01	0,40	0,25	-0,08	0,40	0,41	0,42	0,24	0,25	0,37	0,39
	232,50	14201	2301	-56	-2696	2182	-3598																									
32	232,50	-7642	-20126	-901	-3180	-2358	-8058																									
	236,25	-7529	-19957	842	-40	864	-679	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,22	-0,26	0,40	-0,24	-0,11	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,15	0,20
	240,00	-7415	-19788	4181	689	8689	1902																									
33	240,00	12703	3563	1986	-1135	3081	-3034																									
	243,75	12534	3450	70	-401	270	-945	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,17	-0,03	0,40	0,26	-0,08	0,40	0,41	0,42	0,24	0,25	0,33	0,35
	247,50	12365	3336	-99	-2393	1947	-3583																									
34	247,50	-7979	-19324	-771	-3173	-2381	-7489																									
	251,25	-7865	-19155	1019	3	831	-686	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,21	-0,32	0,40	-0,26	-0,11	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,15	0,19
	255,00	-7752	-18986	4484	679	8068	1913																									
35	255,00	12518	3954	2018	-591	2991	-3114																									
	258,75	12349	3840	193	-295	314	-952	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,13	-0,09	0,40	0,27	-0,09	0,40	0,41	0,42	0,24	0,25	0,32	0,34
	262,50	12180	3727	-359	-2197	2116	-3494																									

Tabela 154 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência característica			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão						Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2				
		Fx		My		Mz		NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z																
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx	Mín				λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ	xz	Ψy	αs,y	Cmy	Ψz	αs,z	Cmz			Kyy	Kzz	Kzy	Kyz
36	262,50	16288	1131	2001	-1543	3304	-2637																									
	266,25	16118	1018	16	-572	270	-908	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,21	-0,01	0,40	0,25	-0,07	0,40	0,41	0,43	0,25	0,26	0,41	0,43
	270,00	15949	904	-18	-2719	1534	-3663																									
37	270,00	-6578	-21892	-1016	-3095	-2276	-8128																									
	273,75	-6464	-21723	711	-56	859	-704	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,23	-0,23	0,40	-0,22	-0,11	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,15	0,20
	277,50	-6351	-21554	3861	709	8768	1752																									
38	277,50	14539	2529	2120	-1364	3239	-3265																									
	281,25	14370	2415	36	-500	281	-900	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,19	-0,01	0,40	0,25	-0,08	0,40	0,41	0,42	0,24	0,25	0,37	0,39
	285,00	14201	2301	-56	-2696	2182	-3598																									
39	285,00	-7642	-20126	-901	-3180	-2358	-8058																									
	288,75	-7529	-19957	842	-40	864	-679	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,22	-0,26	0,40	-0,24	-0,11	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,15	0,20
	292,50	-7415	-19788	4181	689	8689	1902																									
40	292,50	12703	3563	1986	-1135	3081	-3034																									
	296,25	12534	3450	70	-401	270	-945	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,17	-0,03	0,40	0,26	-0,08	0,40	0,41	0,42	0,24	0,25	0,33	0,35
	300,00	12365	3336	-99	-2393	1947	-3583																									
41	300,00	-7979	-19324	-771	-3173	-2381	-7489																									
	303,75	-7865	-19155	1019	3	831	-686	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,21	-0,32	0,40	-0,26	-0,11	0,40	0,40	0,40	0,24	0,24	0,15	0,19
	307,50	-7752	-18986	4484	679	8068	1913																									
42	307,50	12518	3954	2018	-591	2991	-3114																									
	311,25	12349	3840	193	-295	314	-952	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	0,13	-0,09	0,40	0,27	-0,09	0,40	0,41	0,42	0,24	0,25	0,32	0,34
	315,00	12180	3727	-359	-2197	2116	-3494																									

Tabela 155 - Resistência à encurvadura em flexão composta com compressão das diagonais Warren para o ELU

Nº Diag.	Vão [m]	VARIAÇÃO DOS ESFORÇOS NAS SECÇÕES DE CADA BARRA						ESTABILIDADE GLOBAL DE CADA BARRA																								
								Resistência caracterfstica secção			Coeficientes de redução devido à encurvadura por flexão								Coeficiente de Momento Uniforme Equivalente Cm						Fatores de Interação Kij				Eq.1	Eq.2		
		Fx		My		Mz	NRk [kN]	My,Rk [kN.m]	Mz,Rk [kN.m]	Encurvadura em torno de y					Encurvadura em torno de z																	
		Máx	Mín	Máx	Mín	Máx				Mín	λ1	/λ	α	φ	xy	λ1	/λ	α	φ							xz						
43	315,00	6595	-3925	2857	44	3288	-90																									
	318,75	6482	-4038	1083	28	461	-1117	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,02	-0,58	0,56	0,03	-0,13	0,40	0,57	0,41	0,34	0,25	0,22	0,23
	322,50	6368	-4152	594	-1882	-863	-3568																									
44	322,50	2875	-9080	815	-2220	-2545	-4122																									
	326,25	2988	-8967	1210	31	478	-999	58512	24652	21727	77,50	0,27	0,21	0,55	0,98	77,50	0,40	0,21	0,60	0,95	-0,01	-0,55	0,54	-0,38	-0,12	0,40	0,54	0,40	0,32	0,24	0,16	0,18
	330,00	3102	-8853	3407	-501	3693	1556																									

ANEXO IV

INFORMAÇÃO TOPOGRÁFICA

